

**Міністерство освіти і науки України
Харківська національна академія міського господарства**

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання курсового проекту із залізобетонних конструкцій
(для студентів 3, 4 курсів денної і заочної форм навчання
спеціальностей 6.092103 - МБГ і 6.092103 - ТОРiРБ)

Харків – 2005

Методичні вказівки до виконання курсового проекту із залізобетонних конструкцій (для студентів 3, 4 курсів денної і заочної форм навчання спеціальностей МБГ і ТОРiРБ). Укл.: Молодченко Г.А., Шмуклер В.С., Псурцева Н.О., Пустовойтова О.М., Пустовойтов О.В.- Харків: ХНАМГ, 2005. - 48 с. .

Укладачі: Молодченко Г.А., Шмуклер В.С., Н.О. Псурцева,
О.М. Пустовойтова, О.В. Пустовойтов

Рецензент: доц. О.М.Шаповалов

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,
протокол № 1 від 30 серпня 2005 р.

1. ЗАГАЛЬНІ ВКАЗІВКИ

У цих методичних вказівках викладена методика розрахунку та конструювання елементів залізобетонних конструкцій багатоповерхових цивільних і промислових будівель каркасного типу.

За індивідуальним завданням необхідно запроектувати основні несучі конструкції будівлі з неповним залізобетонним каркасом і залізобетонним перекриттям. Будівля з жорсткою конструктивною схемою.

1.1. Етапи виконання курсового проекту

а) Розробити компоновку конструктивної схеми будівлі без підвалу з вибором розбивочних осей, прив'язати до них колони і зовнішні стіни, розкласти плити збірного перекриття (рис. 1) з урахуванням уніфікованих розмірів за їх шириною (плити круглопорожнисті приймаємо шириною – 1000, 1200, 1400, 1600, 1800, добірні – 400, 600 мм, плити ребристі - 1200, 1500, добірні – 400, 600 мм). Товщину цегляних стін умовно приймаємо для першого снігового району - 380÷510; для другого - 640; для інших районів - 770 мм. Розміри вікон, конструкцію підлоги та покриття студенти вибирають самостійно з урахуванням призначення будівлі. Покриття будівлі – плоске сумісне без технічного поверху.

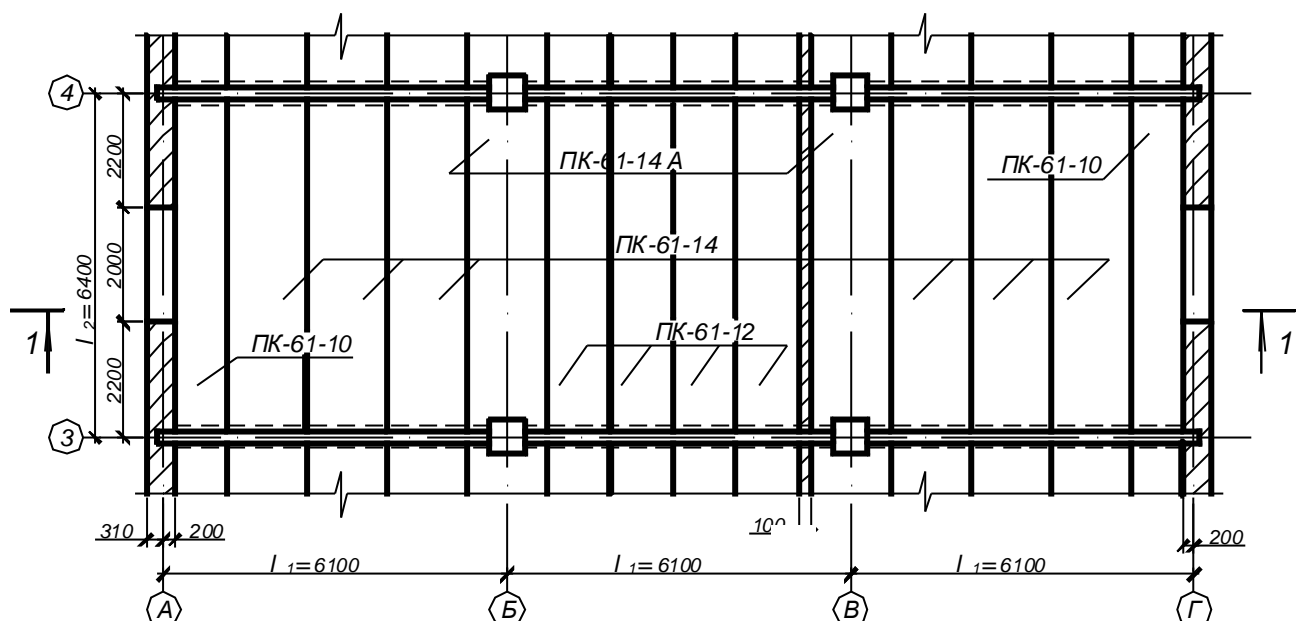


Рис. 1 – Приклад компоновки збірного перекриття (фрагмент)

б) Розробити та накреслити план будівлі та поперечний переріз (рис. 1, 2).

в) Розрахувати і законструювати:

- збірну залізобетонну плиту перекриття;
- збірний залізобетонний ригель крайнього прольоту;
- збірну залізобетонну колону першого поверху;
- монолітний фундамент під колону або збірний залізобетонний стрічковий фундамент під зовнішні кам'яні стіни.

При конструюванні залізобетонних елементів необхідно скласти специфікацію арматури і таблицю вибірки арматури на кожний елемент.

1.2. Загальні вказівки щодо проектування

Плити перекриття. Проектуємо з круглими порожнинами (цивільна будівля) або ребристими (промислова будівля). Плити розраховуємо як однопрольотні балки, що вільно лежать і завантажені рівномірно розподіленим навантаженням. Розрахунковий прольот плит l_0 залежить від форми поперечного перерізу ригеля і характеру спирання. Він дорівнює відстані між центрами опорних площадок плит.

Розрахунок міцності плити виконуємо як для таврового перерізу з полицею у стиснутій зоні.

Рекомендовані класи: бетону - В20, В25, робочої поздовжньої арматури – А400С, арматури хомутів і конструктивної арматури - Вр-I, А240С.

Ригель. Для промислових та цивільних будівель ригель має форму тавра з полицею у нижній зоні. Розміри перерізу приймають кратними 100 мм за висотою та 50 мм за шириною. Розрахунковий прольот ригеля - відстань між віссю на колоні та центром опори на стіні, при цьому враховують монтажні допуски і глибину заведення в стіну – 250, 300 мм. Статичний розрахунок ригеля виконують як для частково защемленої на колоні балки з опорним моментом $M_{оп.} = 0,2 M$ і прольотним $M_{пр.} = 0,9M$, де M – момент цієї балки при її шарнірному спиранні.

Рекомендовані класи: бетону - В25, В30; робочої поздовжньої арматури –

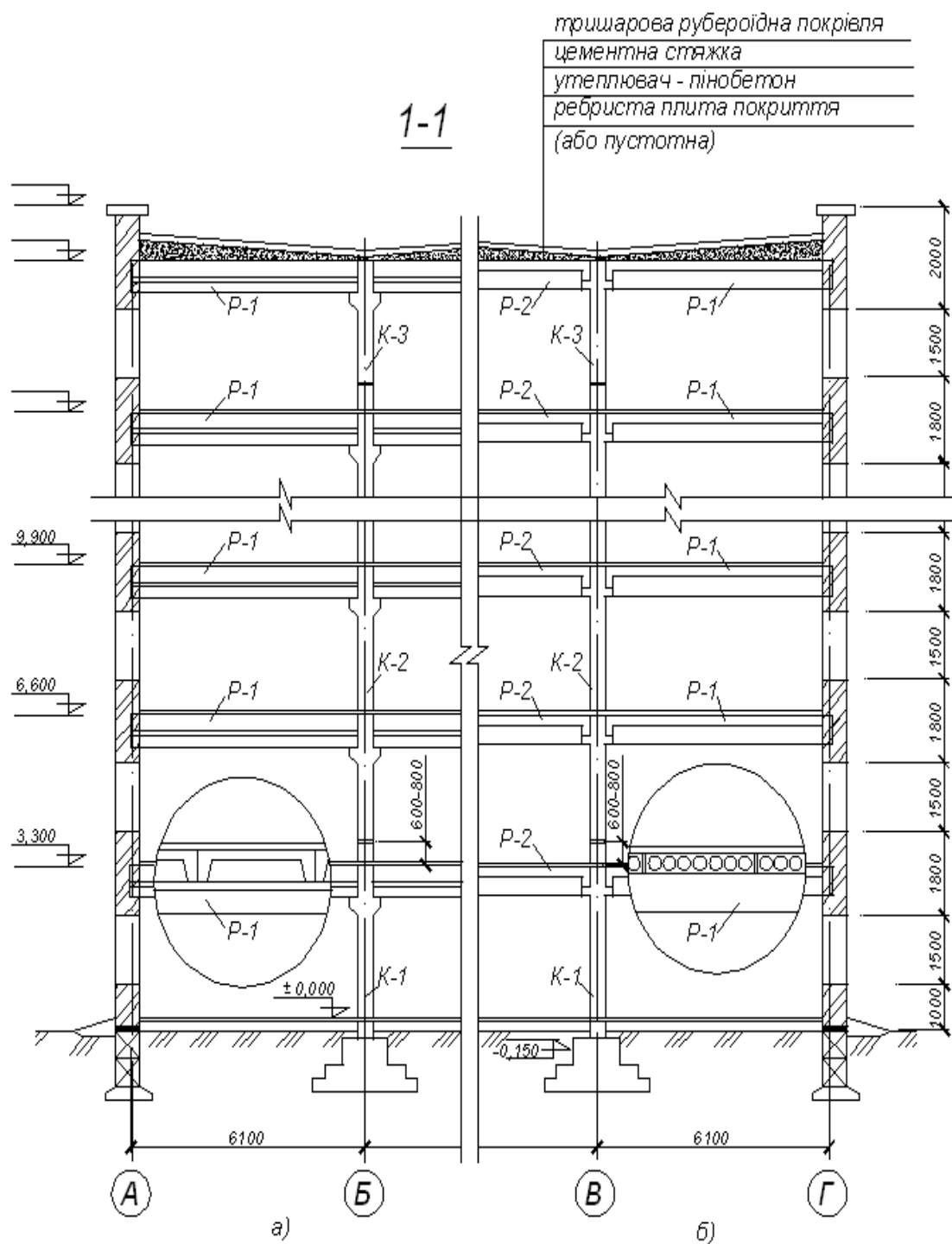


Рис. 2 – Поперечний переріз:
 а – промислова будівля;
 б – цивільна будівля.

A400С, арматури хомутів і конструктивної арматури - Вр-I, A240С.

Колони. Приймають квадратного перерізу з розміром сторін, кратним 50 мм. Мінімальний розмір колон цивільної будівлі 300х300, промислової - 400х400 мм.

Рекомендовані класи: бетону - В25, В30, робочої арматури - А400С; арматури хомутів - Вр-I, А240С, сітки із сталі - Вр-I.

Фундаменти під колони проектують центрально навантаженими, квадратними в плані. Розміри визначають розрахунком і приймають кратними в плані 300 мм (2700; 3000; 3300 мм і т.д.) і за висотою – 150 мм (600; 750; 900; 1050 і т.д.). Відмітку верха фундаменту приймають –0,15 м.

Рекомендовані класи: бетону – В12,5, В15; робочої арматури – А300С; конструктивної – А240С.

1.3. Склад курсового проекту

Пояснювальна записка повинна включати титульний аркуш, завдання на проектування, розрахунок і конструювання, список використаної літератури.

Графічна частина повинна складатися з плану (фрагмента) і перерізу будівлі (масштаб 1:100; 1:200), конструкції плити перекриття, ригеля, колони та фундаменту (масштаб 1:20, 1:50, 1:100) зі специфікацією і вибіркою арматури.

2. ПРОЕКТУВАННЯ НЕСУЧИХ ЕЛЕМЕНТІВ БУДІВЛІ

Вихідні дані для проектування (приклад):

Тип будівлі - цивільна (промислова);

Прольоти: поперечний – $l_1 = 6,1$ м;

поздовжній – $l_2 = 6,4$ м;

Кількість поверхів – $n_{нов.} = 4$.

Висота поверхів – $H_{нов.} = 4,5$ м.

Корисне (тимчасове) нормативне навантаження $V = 5$ кН/м², в тому числі тривале - 3,5 кН/м²; короткочасне - 1,5 кН/м².

Місто будівництва - м. Донецьк (II кліматичний район).

2.1. Збір навантажень на м²

Визначення навантажень і зусиль на елементи будівель виконуємо в такій послідовності. Попередньо визначаємо розміри ригеля:

- висота ригеля $h = (1/10 \div 1/12) \cdot l_1 = 0,1 \cdot 610 = 61$ см.

Приймаємо кратно 100 мм: $h = 60$ см.

- ширина ригеля $b = (0,3 \dots 0,5)h = 0,4h = 0,4 \cdot 60 = 24$ см.

Приймаємо кратно 50 мм: $b = 25$ см. Навантаження від власної ваги ригеля, розподіленого за площею

$b \cdot h \cdot \rho / l_2 = 0,25 \cdot 0,6 \cdot 25 / 6,4 = 0,586$ кН/м², де $\rho = 25$ кН/м² - щільність залізобетону.

Розрахунок навантажень виконуємо в табличній формі.

Таблиця 1 - Збір навантажень

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності, γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
1	2	3	4
Від покриття			
Постійні (g)			
1. Тришаровий рубероїдний килим (3 x 0,04)	0,12	1,2	0,144
2. Цементна стяжка $\delta = 2,2$ см; $\rho = 20$ кН/м ³ (0,02 x 20)	0,44	1,3	0,572
3. Утеплювач - пінобетон $\delta = 12$ см; $\rho = 4$ кН/м ³ (0,12 x 4)	0,48	1,2	0,576
4. Ребриста плита покриття	1,6	1,1	1,76
5. Власна вага ригеля	0,586	1,1	0,645
Разом (g)			3,697
Тимчасові (V)			
Снігове навантаження (коротко-часне)	0,7	1,4	0,98
Разом (V)			0,98
Всього по покриттю (g + V)			4,68

1	2	3	4
Від перекриття (для цивільної будівлі) Постійні (g)			
1. Паркетна підлога $\delta=1,5$ см; $\rho=7$ кН/м ³ (0,03 х 7)	0,105	1,2	0,126
2. Бітумна мастика	0,05	1,3	0,07
3. Звукоізоляція - шлакобетон $\delta=6$ см; $\rho=15$ кН/м ³ (0,06х15)	0,9	1,3	1,17
4. Плита перекриття з круглими порожнинами	3,0	1,1	3,3
5. Власна вага ригеля	0,586	1,1	0,645
Разом (g)			5,31
Корисні (тимчасові) $V=5,0$кН/м²			
в тому числі: тривале	3,5	1,2	4,2
короткочасне	1,5	1,2	1,8
Разом (V)			6,0
Всього по перекриттю (g + V)			11,31

2.2. Навантаження на елементи будівлі

2.2.1. Погонне навантаження на плиту перекриття шириною 1,4 м:

- від постійного навантаження (без ваги ригеля)

$$q = (5,31 - 0,645) \cdot 1,4 = 6,53 \text{ кН/п.м.};$$

- від тимчасового навантаження

$$V = 6,0 \cdot 1,4 = 8,4 \text{ кН/п.м.}$$

$$\text{Повне } q = g + V = 6,53 + 8,4 = 14,93 \text{ кН/м.п.}$$

2.2.2. Погонне навантаження на ригель при вантажній ширині $b_{sup.} = l_2 = 6,4$ м.

$$q = (g + V) \cdot b_{sup.} = 11,31 \cdot 6,4 = 72,38 \text{ кН/м.п.}$$

2.2.3. Навантаження на колону в рівні верха фундаменту з вантажної площі $A_{sup.} = l_1 \cdot l_2$.

- від покриття (N_1)

$$N_1 = (g + V) \cdot A_{sup} = 4,68 \cdot 6,1 \cdot 6,4 = 182,71 \text{ кН};$$

- від перекриття (N_2)

$$N_2 = (n_{нов.} - 1)(g + V) \cdot A_{sup} = 3 \cdot 11,31 \cdot 6,1 \cdot 6,4 = 1324,6 \text{ кН};$$

- від ваги колони (N_3). Переріз колони при розрахунку навантажень приймаємо мінімальними.

$$N_3 = b_c \cdot h_c (H_{нов.} \cdot n_{нов.} + 0,15) \cdot \rho \cdot \gamma_f = 0,3 \cdot 0,3 (4,5 \cdot 4 + 0,15) \cdot 25 \cdot 1,1 = 44,9 \text{ кН}.$$

Повне навантаження

$$N = N_1 + N_2 + N_3 = 182,71 + 1324,6 + 44,9 = 1552,2 \text{ кН}.$$

Короткочасне навантаження від снігу

$$0,98 \cdot 6,1 \cdot 6,4 = 38,26 \text{ кН}.$$

Короткочасне навантаження від перекриття

$$1,8 \cdot 3 \cdot 6,1 \cdot 6,4 = 210,82 \text{ кН}.$$

Повне короткочасне навантаження:

$$N_{sh} = 38,26 + 210,82 = 249,08 \text{ кН}.$$

Тривалодіюче навантаження:

$$N_l = N - N_{sh} = 1552,2 - 249,08 = 1303,12 \text{ кН}.$$

2.2.4. Навантаження на фундамент дорівнює повному навантаженню на колону

$$N = 1552,2 \text{ кН}.$$

2.3. Розрахунок збірної залізобетонної плити

з круглими порожнинами

2.3.1. Дані для проектування:

Бетон В25 ($R_b = 14,5 \text{ МПа} = 1,45 \text{ кН/см}^2$; $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа} = 0,105 \text{ кН/см}^2$, (табл. 1 додатку 1); $\gamma_{b2} = 0,9$. Поздовжня робоча арматура А400С, $R_s = 375 \text{ МПа} = 37,5 \text{ кН/см}^2$, (табл. 2 додатку 1), арматура хомутів і конструктивна арматура з дроту Вр-I.

Розрахунковий прольот плити (рис. 3)

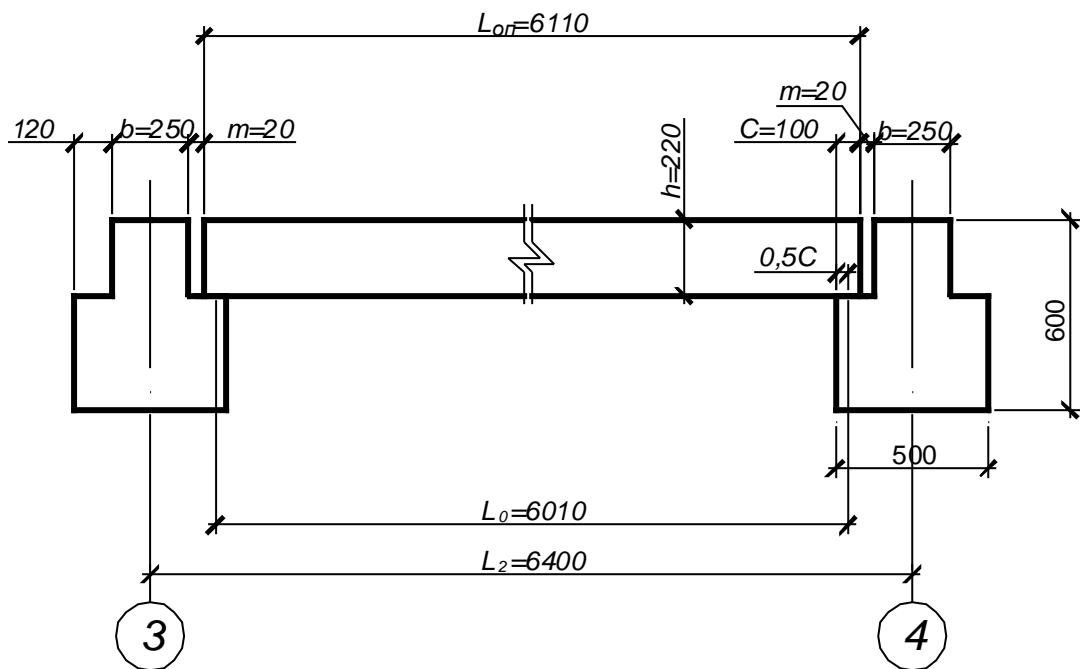


Рис. 3 - Схема визначення розрахункового прольоту плити

$$l_0 = l_2 - b - 2m - 2c/2 = 6400 - 250 - 2 \cdot 20 - 2 \cdot 100/2 = 6010 \text{ мм.}$$

Опалубкова довжина плити

$$l_{on} = l_2 - b - 2m = 6400 - 250 - 2 \cdot 20 = 6110 \text{ мм.}$$

Розрахунковий поперечний переріз плити наведено на рис. 4.

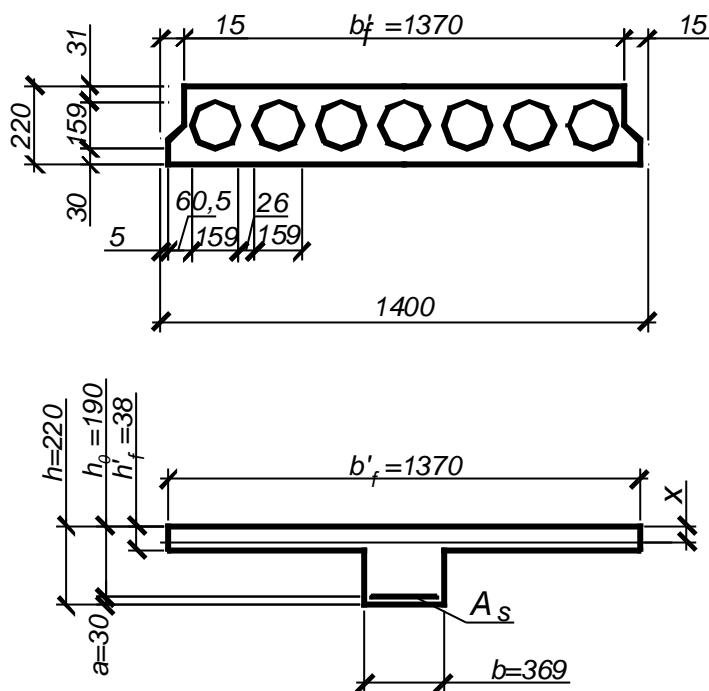


Рис. 4 - Поперечний переріз плити з круглими порожнинами

Круглий переріз порожнини приводимо до еквівалентного за площиною квадратного із стороною

$$h_1 = 0,9 \cdot 15,9 = 14,3 \text{ см.}$$

$$\text{Тоді } h'_f = \frac{h - h_1}{2} = \frac{22,0 - 14,3}{2} = 3,8 \text{ см.}$$

$$\text{Приймаємо } a = 3 \text{ см; } h_0 = h - a = 22 - 3 = 19 \text{ см;}$$

$$b = b'_f - n \cdot h_1 = 137 - 7 \cdot 14,3 = 36,9 \text{ см.}$$

2.3.2. Статичний розрахунок плити

Рівномірно розподілене навантаження на плиту

$$g = 14,93 \text{ кН/м.п.}$$

Згинальний момент згідно з рис. 5

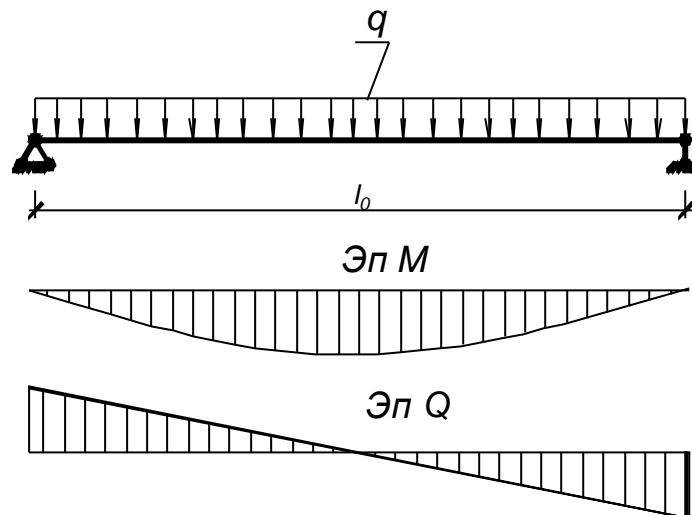


Рис. 5 – Розрахункова схема плити

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{14,93 \cdot 6,01^2}{8} = 67,41 \text{ кН·м.}$$

Перерізуюча сила

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{14,93 \cdot 6,01}{2} = 44,86 \text{ кН.}$$

2.3.3. Розрахунок міцності нормального перерізу

Встановлюємо розрахунковий випадок (положення нейтральної осі).

$$\begin{aligned} \text{Тому що } M_f &= R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h'_f (h_0 - 0,5h'_f) = 1,45 \cdot 0,9 \cdot 137 \cdot 3,8 (19 - 0,5 \cdot 3,8) = \\ &= 11617 \text{ кН}\cdot\text{см} > M = 6741 \text{ кН}\cdot\text{см}, \end{aligned}$$

нейтральна вісь проходить у межах висоти полиці, розрахунок у цьому випадку виконують як для прямокутного перерізу шириною $b'_f = 137$ см.

$$A_0 = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{6741}{1,45 \cdot 0,9 \cdot 137 \cdot 19^2} = 0,104 < A_y = 0,416 \quad (\text{табл. 5}$$

додатку 1).

Із табл. 3 додатку 1 для $A_y = 0,104$ $\eta = 0,945$.

Тоді необхідна площа арматури

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{6741}{37,5 \cdot 0,945 \cdot 19} = 10,01 \text{ см}^2.$$

За сортаментом (табл. 6 додатку 1) приймаємо 8Ø14 А400С ($A_s = 12,31 \text{ см}^2$) і розташовуємо в кожному ребрі плити по одному стержню.

2.3.4. Розрахунок міцності похилих перерізів

Погонне навантаження $q = 14,93 \text{ кН/м.п.} = 0,149 \text{ кН/см.}$

Приймаємо конструктивно діаметр поперечної арматури з умов зварювання

$$d_{sw} \geq 0,25d_s = 0,25 \cdot 14 = 3,5 \text{ мм}, d_{sw} = 4 \text{ мм},$$

кількість каркасів - 4 шт., тоді $A_{sw} = 4 \cdot 0,126 = 0,504 \text{ см}^2$,

$$R_{sw} = 265 \text{ МПа} = 26,5 \text{ кН/см}^2.$$

Крок хомутиків $S \leq h/2 = 11$ см.

Приймаємо $S = 10$ см. Із табл. 1, 2 додатку 1 визначаємо:

$$E_s = 17 \cdot 10^4 \text{ МПа}, E_b = 30 \cdot 10^3 \text{ МПа}, \varphi_{b1} = 1 - 0,1R_b = 1 - 0,1 \cdot 1,45 = 0,855;$$

$$\varphi_{b2} = 2,0; \varphi_{b3} = 0,6.$$

Перевіряємо умову: інтенсивність зусилля у хомутах

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3}(1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b}{2};$$

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot R_{sw}}{S} = \frac{0,504 \cdot 26,5}{10} = 1,33 \text{ кН/см},$$

$$\varphi_f = 0,75 \frac{3h'_f \cdot h'_f}{b \cdot h_0} = 0,75 \frac{3 \cdot 3,8 \cdot 3,8}{36,9 \cdot 19} = 0,046 < 0,5,$$

$$\frac{0,6(1 + 0,046) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 36,9}{2} = 1,09 \text{ кН/см} > q_{sw} = 1,33 \text{ кН/см}.$$

Умова виконується.

Перевіряємо умову:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{b1} \cdot \varphi_{w1} \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0,$$

де $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha \cdot \mu_w$;

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{17 \cdot 10^4}{30 \cdot 10^3} = 5,67; \quad \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S} = \frac{0,784}{36,9 \cdot 10} = 0,0021;$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot 5,67 \cdot 0,0021 = 1,059;$$

$$Q = 44,86 \text{ кН} < 0,3 \cdot 1,059 \cdot 0,855 \cdot 1,45 \cdot 0,9 \cdot 36,9 \cdot 19 = 248,5 \text{ кН},$$

Умова виконується, тобто переріз плити достатній.

Перевіряємо умову:

$$Q < Q_b.$$

$$Q_{b\min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0. \quad \varphi_n = 0.$$

$$Q_{b\min} = 0,6(1 + 0,046) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 36,9 \cdot 19 = 41,6 \text{ кН}.$$

$$Q_{b1} = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{c},$$

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{q}} =$$

$$= \sqrt{\frac{2,0(1 + 0,046) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 36,9 \cdot 19^2}{0,149}} = 132,9 \text{ см}$$

$$Q_{b1} = \frac{2,0(1+0,046) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 36,9 \cdot 19^2}{132,9} = 19,8 \text{ кН.}$$

Приймаємо $Q_b = 41,6 \text{ кН.}$

Тому що $Q_b = 41,6 \text{ кН} < Q = 44,86 \text{ кН}$ необхідно розраховувати хомути.

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 \cdot$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1+\varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_o^2}{q_{sw}}} =$$

$$= \sqrt{\frac{2,0(1+0,046) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 36,9 \cdot 19^2}{1,33}} = 44,5 \text{ см}$$

Оскільки $c_0 = 44,5 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 19 = 38 \text{ см}$, приймаємо $c_0 = 38 \text{ см}$.

Тоді перерізуюча сила, яка сприймається хомутами, дорівнює:

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 0,679 \cdot 38 = 25,8 \text{ кН.}$$

Перевіряємо міцність похилого перерізу

$$Q < Q_b + Q_{sw},$$

$$Q = 44,86 \text{ кН} = Q_b + Q_{sw} = 41,6 + 25,8 = 67,4 \text{ кН.}$$

Умова виконується, тобто міцність по похилих перерізах забезпечена.

Приклад конструювання плити з круглими порожнинами наведено в додатку 2.

2.4. Розрахунок збірної залізобетонної ребристої плити

2.4.1. Дані для проектування: прийняті згідно з п. 2.3.1. Розрахунковий переріз ребристої плити наведено на рис. 6.

$$b'_f = 136 \text{ см}, h'_f = 5 \text{ см}, b = \left(\frac{90 + 100}{2} \right) \cdot 2 = 19 \text{ см}, a = 4 \text{ см}, h_0 = 35 - 4 = 31 \text{ см.}$$

Розрахунковий прольот плити (рис. 7)

$$l_0 = l_2 - b - 2m - c = 6400 - 250 - 2 \cdot 20 - 130 = 5980 \text{ мм.}$$

Опалубкова довжина плити

$$l_{on.} = l_2 - b - 2m = 6400 - 250 - 2 \cdot 20 = 6110 \text{ мм.}$$

$$g = 15,14 \text{ кН/м.п.}$$

Згинальний момент згідно з рис. 5

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{15,14 \cdot 5,98^2}{8} = 67,72 \text{ кН·м.}$$

Перерізуюча сила

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{15,14 \cdot 5,98}{2} = 45,27 \text{ кН.}$$

2.4.3. Розрахунок міцності нормального перерізу

Встановлюємо розрахунковий випадок (положення нейтральної осі).

$$\begin{aligned} \text{Тому що } M_f &= R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h'_f (h_0 - 0,5h'_f) = 1,45 \cdot 0,9 \cdot 136 \cdot 5 (31 - 0,5 \cdot 5) = \\ &= 25291 \text{ кН·см} > M = 6772 \text{ кН·см,} \end{aligned}$$

нейтральна вісь проходить у межах висоти полиці, розрахунок виконуємо як для прямокутного перерізу з шириною $b'_f = 136 \text{ см.}$

$$A_0 = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{6772}{1,45 \cdot 0,9 \cdot 136 \cdot 31^2} = 0,040 < A_y = 0,416 \text{ (табл. 5}$$

додатку 1).

$$\text{Із табл. 3 додатку 1 для } A_y = 0,040 \quad \eta = 0,979.$$

Тоді необхідна площа арматури

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{6772}{37,5 \cdot 0,979 \cdot 31} = 5,95 \text{ см}^2.$$

За сортаментом (табл. 6 додатку 1) приймаємо 2Ø20 А400С ($A_s = 6,28 \text{ см}^2$) і розташовуємо в кожному ребрі плити по одному стержню.

2.4.4. Розрахунок міцності похилих перерізів

$$\text{Погонне навантаження } q = 15,14 \text{ кН/м.п.} = 0,152 \text{ кН/см.}$$

Приймаємо конструктивно діаметр поперечної арматури з умов зварювання $d_{sw} = 5 \text{ мм}$, кількість каркасів - 2 шт.,

$$\text{тоді } A_{sw} = 2 \cdot 0,196 = 0,392 \text{ см}^2, R_{sw} = 260 \text{ МПа} = 26 \text{ кН/см}^2.$$

Крок хомутів на $\frac{1}{4}$ прольоту $S \leq h/2 = 35/2 = 17,5$ см. Приймаємо $S = 15$ см.

Із табл. 1, 2 додатку 1 знаходимо:

$$E_s = 17 \cdot 10^4 \text{ МПа}, E_b = 30 \cdot 10^3 \text{ МПа}, \varphi_{bI} = 1 - 0,1R_b = 1 - 0,1 \cdot 1,45 = 0,855;$$

$$\varphi_{b2} = 2,0; \varphi_{b3} = 0,6.$$

Перевіряємо умову: інтенсивність зусилля в хомутах

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3}(1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b}{2};$$

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot R_{sw}}{S} = \frac{0,392 \cdot 26}{15} = 0,679 \text{ кН/см},$$

$$\varphi_f = 0,75 \frac{3h'_f \cdot h'_f}{b \cdot h_0} = 0,75 \frac{3 \cdot 5 \cdot 5}{19 \cdot 31} = 0,096 < 0,5,$$

$$\frac{0,6(1 + 0,096) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 19}{2} = 0,59 \text{ кН/см} < q_{sw} = 0,679 \text{ кН/см}.$$

Умова виконується.

Перевіряємо умову:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{bI} \cdot \varphi_{wI} \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0,$$

де $\varphi_{wI} = 1 + 5\alpha \cdot \mu_w$;

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{17 \cdot 10^4}{30 \cdot 10^3} = 5,67; \quad \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S} = \frac{0,392}{19 \cdot 15} = 0,00137;$$

$$\varphi_{wI} = 1 + 5 \cdot 5,67 \cdot 0,00137 = 1,039;$$

$$Q = 45,27 \text{ кН} < 0,3 \cdot 1,039 \cdot 0,855 \cdot 1,45 \cdot 0,9 \cdot 19 \cdot 31 = 204,8 \text{ кН},$$

тобто переріз плити достатній.

Перевіряємо умову:

$$Q < Q_b.$$

$$Q_{b\min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0.$$

$$Q_{b\min} = 0,6(1 + 0,096) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 19 \cdot 31 = 36,6 \text{ кН}.$$

$$Q_{bI} = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{c}, \quad \varphi_n = 0.$$

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_o^2}{q}} =$$

$$= \sqrt{\frac{2,0(1 + 0,096) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 19 \cdot 31^2}{0,152}} = 157,7 \text{ см}$$

$$Q_{b1} = \frac{2,0(1 + 0,096) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 19 \cdot 31^2}{157,7} = 23,98 \text{ кН.}$$

Приймаємо $Q_b = 36,6 \text{ кН.}$

Тому що $Q_b = 36,6 \text{ кН} < Q = 45,27 \text{ кН}$ необхідно розраховувати хомути.

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 \cdot$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_o^2}{q_{sw}}} =$$

$$= \sqrt{\frac{2,0(1 + 0,096) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 19 \cdot 31^2}{0,679}} = 74,6 \text{ см}$$

Оскільки $c_0 = 74,6 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 31 = 62 \text{ см}$, приймаємо $c_0 = 62 \text{ см}$.

Тоді перерізуюча сила, яка сприймається хомутами, дорівнює:

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 0,679 \cdot 62 = 42,0 \text{ кН.}$$

Перевіряємо міцність похилого перерізу

$$Q < Q_b + Q_{sw},$$

$$Q = 45,27 \text{ кН} = Q_b + Q_{sw} = 36,6 + 42,0 = 78,6 \text{ кН.}$$

Умова виконується, тобто міцність по похилих перерізах забезпечена.

Приклад конструювання ребристої плити наведено в додатку 3.

2.5. Розрахунок збірного залізобетонного ригеля (крайній прольот)

2.5.1. Дані для проектування:

Цивільна будівля. Бетон класу В30, $R_b = 17,0 \text{ МПа} = 1,7 \text{ кН/см}^2$; $R_{bt} = 1,2 \text{ МПа} = 0,12 \text{ кН/см}^2$ (табл. 1 додатку 1); $\gamma_{b2} = 0,9$.

Поздовжня робоча арматура А400С, $R_s = 375 \text{ МПа} = 37,5 \text{ кН/см}^2$, (табл. 2 додатку 1), арматура хомутів і конструктивна арматура – А240С.

Попередньо прийняті розміри ригеля: $h = 60 \text{ см}$, $b = 25 \text{ см}$.

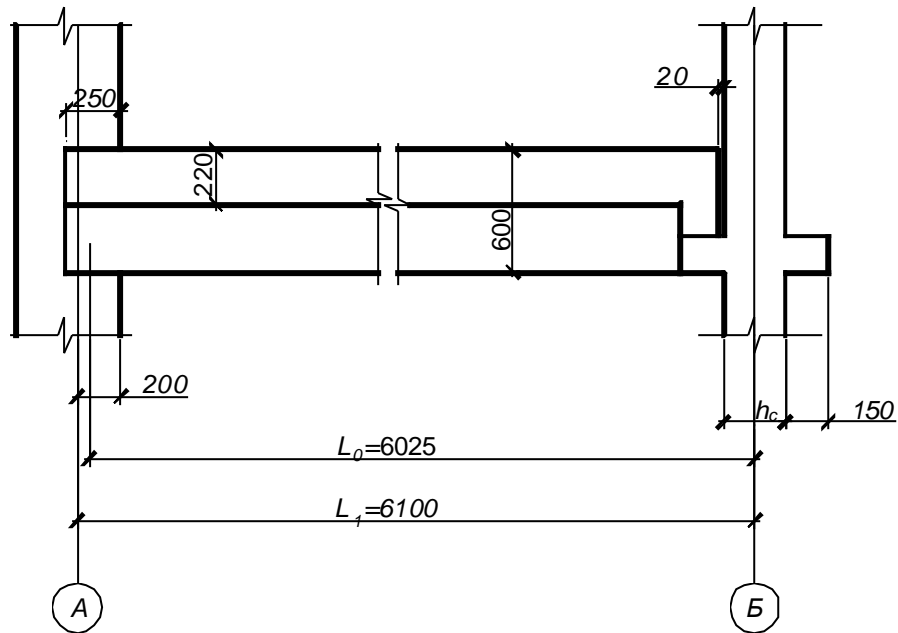


Рис. 8 - Схема визначення розрахункового прольоту ригеля

Розрахунковий прольот ригеля (рис. 8) дорівнює:

$$l_0 = l_1 + 50 - \frac{250}{2} = 6100 + 50 - 125 = 6025 \text{ мм.}$$

Опалубкова довжина ригеля:

$$l_{on} = l_1 - \frac{300}{2} - 20 + 50 = 5980 \text{ мм.}$$

2.5.2. Статичний розрахунок ригеля

Погонне навантаження на ригель $q = 72,38 \text{ кН/м} = 0,724 \text{ кН/см}$.

Згинальні моменти згідно з рис. 9:

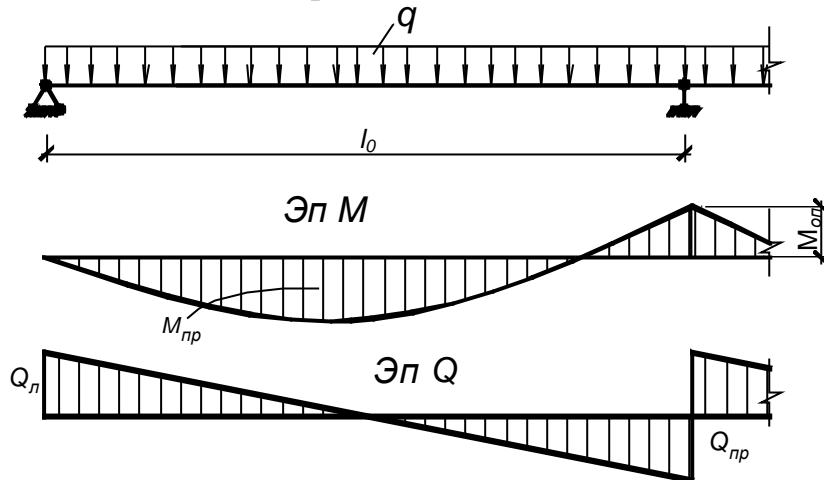


Рис. 9 - Згинальні моменти для ригеля.

- у прольоті $M_{np} = 0,9 \frac{q \cdot l_0^2}{8} = 0,9 \frac{72,38 \cdot 6,025^2}{8} = 295,6 \text{ кН} \cdot \text{м} = 29560 \text{ кН} \cdot \text{см};$

- на опорі $M_{on} = 0,2 \frac{q \cdot l_0^2}{8} = 0,2 \frac{72,38 \cdot 6,025^2}{8} = 65,7 \text{ кН} \cdot \text{м} = 6570 \text{ кН} \cdot \text{см}.$

Перерізуюча сила на опорі справа:

$$Q_{np} = \frac{q \cdot l_0}{2} + \frac{M_{on}}{l_0} = \frac{72,38 \cdot 6,025}{2} + \frac{65,7}{6,025} = 228,9 \text{ кН}.$$

2.5.3. Розрахунок міцності нормальних перерізів

Уточнюють висоту ригеля при його ширині $b = 25 \text{ см}$. Приймають більш ефективне значення $\xi = 0,35$ ($A_0 = 0,289$).

$$\text{Тоді } h_0 = \sqrt{\frac{M_{np}}{A_0 \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b}} = \sqrt{\frac{29560}{0,289 \cdot 1,7 \cdot 0,9 \cdot 25}} = 51,7 \text{ см}.$$

Висота ригеля менше ніж прийнята ($h_0 = 55 \text{ см}$). Зменшуємо висоту ригеля, або міцність бетону.

Зменшуємо міцність бетону і приймаємо В25. Тоді $R_b = 14,5 \text{ МПа} = 1,45 \text{ кН/см}^2$; $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа} = 0,105 \text{ кН/см}^2$.

$$h_0 = \sqrt{\frac{29560}{0,289 \cdot 1,45 \cdot 0,9 \cdot 25}} = 55,9 \text{ см}.$$

Прийнята висота ригеля $h = 60 \text{ см}$, $h_0 = h - a = 60 - 5 = 55 \text{ см}$ ближча до розрахункової.

Визначаємо площу перерізу арматури в прольоті:

$$A_0 = \frac{M_{np}}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{29560}{1,45 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 55^2} = 0,299 < A_y = 0,416.$$

Із табл. 3 додатку 1 для $A_y = 0,299$ $\eta = 0,813$.

Тоді необхідна площа арматури

$$A_s = \frac{M_{np}}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{29560}{37,5 \cdot 0,813 \cdot 55} = 17,63 \text{ см}^2.$$

Згідно із сортаментом (табл. 6 додатку 1) приймаємо 4Ø25 A400C ($A_s = 19,63 \text{ см}^2$).

Визначаємо площу перерізу арматури на опорі $h_{ol} = 60 - 15 - 4 = 41 \text{ см}$.

$$A_0 = \frac{M_{on}}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{6570}{1,45 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 41^2} = 0,119 < A_y = 0,416.$$

Із табл. 3 додатку 1 для $A_y = 0,119$ $\eta = 0,936$.

Тоді необхідна площа арматури

$$A_s = \frac{M_{on}}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{6570}{37,5 \cdot 0,936 \cdot 41} = 4,56 \text{ см}^2.$$

Згідно із сортаментом (табл. 6 додатку 1) приймаємо 2Ø18 A400C ($A_s = 5,09 \text{ см}^2$).

2.5.4. Розрахунок міцності похилих перерізів

У запас міцності приймаємо $Q_{np} = Q = 228,9 \text{ кН}$ у перерізі з підрізкою та без неї.

У перерізі без підрізки ($h_0 = 55 \text{ см}$).

Приймаємо конструктивно діаметр поперечної арматури з умов зварювання $d_{sw} = 8 \text{ мм}$, кількість каркасів - 2 шт.,

тоді $A_{sw} = 2 \cdot 0,503 = 0,01 \text{ см}^2$, $R_{sw} = 175 \text{ МПа} = 17,5 \text{ кН/см}^2$.

Крок хомутів на $\frac{1}{4}$ прольоту $S \leq h/3 = 60/3 = 20 \text{ см}$. Приймаємо $S = 20 \text{ см}$.

Із табл. 1, 2 додатку 1 знаходимо:

$$E_s = 21 \cdot 10^4 \text{ МПа}, E_b = 30 \cdot 10^3 \text{ МПа}, \varphi_{b1} = 1 - 0,1R_b = 1 - 0,1 \cdot 1,45 = 0,855;$$

$$\varphi_{b2} = 2,0; \varphi_{b3} = 0,6.$$

Перевіряємо умову: інтенсивність зусилля в хомутах

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b}{2};$$

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot R_{sw}}{S} = \frac{1,01 \cdot 17,5}{20} = 0,88 \text{ кН/см},$$

$$\frac{0,6 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 25}{2} = 0,708 \text{ кН/см} < q_{sw} = 0,88 \text{ кН/см}.$$

Умова виконується.

Перевіряємо умову:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{bl} \cdot \varphi_{wl} \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0,$$

де $\varphi_{wl} = 1 + 5\alpha\mu_w$;

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \cdot 10^4}{30 \cdot 10^3} = 7,0; \quad \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S} = \frac{1,01}{25 \cdot 15} = 0,0027;$$

$$\varphi_{wl} = 1 + 5 \cdot 7,0 \cdot 0,0027 = 1,095;$$

$$Q = 228,9 \text{ кН} < 0,3 \cdot 1,095 \cdot 0,855 \cdot 1,45 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 55 = 504 \text{ кН},$$

Умова виконується, тобто перерізу ригеля достатньо.

Перевіряємо умову:

$$Q < Q_b.$$

$$Q_{b\min} = \varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0.$$

$$Q_{b\min} = 0,6 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 55 = 77,9 \text{ кН}.$$

$$Q_{b1} = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{c},$$

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{q}} = \sqrt{\frac{2,0 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 55^2}{0,724}} = 140,5 \text{ см},$$

$$Q_{b1} = \frac{2,0 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 55^2}{140,5} = 101,7 \text{ кН}.$$

Приймаємо $Q_b = 101,7 \text{ кН}$.

Тому що $Q_b = 101,7 \text{ кН} < Q = 228,9 \text{ кН}$, необхідно розраховувати хомути.

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0.$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2,0 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 55^2}{0,88}} = 127,4 \text{ см}$$

Оскільки $c_0 = 127,4 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 55 = 110 \text{ см}$, приймаємо $c_0 = 110 \text{ см}$.

Тоді перерізуюча сила, яка сприймається хомутами, дорівнює:

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 0,88 \cdot 110 = 96,8 \text{ кН}.$$

Перевіряємо міцність похилого перерізу

$$Q < Q_b + Q_{sw},$$

$$Q = 228,9 \text{ кН} < Q_b + Q_{sw}, = 101,7 + 96,8 = 198,5 \text{ кН}.$$

Умова не виконується. Необхідно зменшити крок хомутів, або збільшити діаметр арматури.

Зменшуємо крок хомутів. Приймаємо $S = 15 \text{ см}$.

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot R_{sw}}{S} = \frac{1,01 \cdot 17,5}{15} = 1,18 \text{ кН/см},$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_o^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2,0 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 55^2}{1,18}} = 110 \text{ см}.$$

Приймаємо $c_0 = 110 \text{ см}$.

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 1,18 \cdot 110 = 129,8 \text{ кН}.$$

Перевіряємо міцність похилого перерізу

$$Q < Q_b + Q_{sw},$$

$$Q = 222,8 \text{ кН} < Q_b + Q_{sw}, = 101,7 + 129,8 = 231,5 \text{ кН}.$$

Умова виконується, тобто міцність по похилих перерізах забезпечена.

У перерізі з підрізкою ($h_{oI} = 60 - 15 - 4 = 41 \text{ см}$).

Приймаємо конструктивно діаметр поперечної арматури з умов зварювання $d_{sw} = 8 \text{ мм}$, кількість каркасів - 2 шт.,

тоді $A_{sw} = 2 \cdot 0,503 = 1,01 \text{ см}^2$, $R_{sw} = 175 \text{ МПа} = 17,5 \text{ кН/см}^2$. Приймаємо крок хомутів в зоні підрізки $S_{wI} = 7,5 \text{ см}$.

Перевіряємо умову: інтенсивність зусилля в хомутах

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b}{2};$$

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot R_{sw}}{S} = \frac{1,01 \cdot 17,5}{7,5} = 2,36 \text{ кН/см},$$

$$\frac{0,6 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 25}{2} = 0,708 \text{ кН/см} < q_{sw} = 2,36 \text{ кН/см}.$$

Умова виконується.

Перевіряємо умову:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{b1} \cdot \varphi_{w1} \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0,$$

де $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w$;

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \cdot 10^4}{30 \cdot 10^3} = 7,0; \quad \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S} = \frac{1,01}{25 \cdot 7,5} = 0,0054;$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot 7,0 \cdot 0,0054 = 1,189;$$

$$Q = 228,9 \text{ кН} < 0,3 \cdot 1,189 \cdot 0,855 \cdot 1,45 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 41 = 407,9 \text{ кН}.$$

Умова виконується, тобто перерізу ригеля достатньо.

Перевіряємо умову:

$$Q < Q_b.$$

$$Q_{b\min} = \varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0,$$

$$Q_{b\min} = 0,6 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 41 = 58,1 \text{ кН}.$$

$$Q_{b1} = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{c},$$

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{q}} = \sqrt{\frac{2,0 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 41^2}{0,724}} = 104,7 \text{ см},$$

$$Q_{b1} = \frac{2,0 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 41^2}{104,7} = 75,8 \text{ кН}.$$

Приймаємо $Q_b = 75,8 \text{ кН}$.

Тому що $Q_b = 75,8 \text{ кН} < Q = 228,9 \text{ кН}$ необхідно розраховувати хомути.

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0.$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2,0 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 41^2}{2,36}} = 58 \text{ см}$$

Оскільки $c_0 = 58 \text{ см} < 2h_0 = 2 \cdot 41 = 82 \text{ см}$, приймаємо $c_0 = 58 \text{ см}$.

Тоді перерізуюча сила, яка сприймається хомутами, дорівнює:

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 2,36 \cdot 58 = 136,88 \text{ кН}.$$

Перевіряємо міцність похилого перерізу

$$Q < Q_b + Q_{sw},$$

$$Q = 222,8 \text{ кН} = Q_b + Q_{sw} = 75,8 + 136,88 = 212,68 \text{ кН}.$$

Умова не виконується.

Збільшуємо переріз арматури і приймаємо $d_{sw} = 10 \text{ мм}$, тоді $A_{sw} = 1,57 \text{ см}^2$.

$$q_{sw} = \frac{1,57 \cdot 17,5}{7,5} = 3,66 \text{ кН/см},$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{2,0 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 41^2}{3,66}} = 46,5 \text{ см}$$

$41 \text{ см} < 46,5 \text{ см} < 2h_0 = 2 \cdot 41 = 82 \text{ см}$, приймаємо $c_0 = 46,5 \text{ см}$.

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 3,66 \cdot 46,5 = 170,19 \text{ кН}.$$

$$Q = 228,9 \text{ кН} = Q_b + Q_{sw} = 75,8 + 170,19 = 245,99 \text{ кН}.$$

Міцність похилих перерізів у підрізці забезпечена.

2.5.5. Конструювання ригеля

Армування ригеля цивільної будівлі виконують двома типами плоских каркасів. Перший тип каркасу включає поздовжні робочі стержні, які сприймають прольотний момент. Другий тип каркасу включає поздовжній робочий стержень, що сприймає опорний момент. Довжину цього каркасу призначають з умови $1/5$ довжини ригеля.

Ригель промислової будівлі армується одним типом каркасу, в який вводиться приопорний робочий стержень довжиною $1/5$ довжини ригеля.

Плоскі каркаси об'єднуються у просторові стержнями $\varnothing 6 \text{ A240C}$ з кроком 50 см за довжиною.

Полиці ригелів цивільних і промислових будівель армують конструктивно стержнями $\varnothing 6 \text{ A240C}$ з кроком 20 см , які об'єднуються у вигляді сіток з поздовжніми стержнями $\varnothing 6 \div 8 \text{ A240C}$.

Приклад конструювання ригелів цивільних і промислових будівель наведено в додатках 4, 5.

2.6. Розрахунок збірної залізобетонної колони 1-го поверху

2.6.1. Дані для проектування

Верх фундаменту заглиблений на 0,15 м, розрахункова довжина колони $l_0 = H_{нов.} + 0,15 = 4,5 + 0,15 = 4,65$ м. Бетон класу В25, $\gamma_{b2} = 0,9$, робоча поздовжня арматура класу А400С, конструктивна – А240С та Вр-I.

Повне навантаження на колону $N = 1458,1$ кН, в тому числі короткочасне $N_{sh} = 249,08$ кН, тривалодіюче $N_l = 1209,02$ кН.

2.6.2. Розрахунок колони

Розрахунок виконують з урахуванням прогину колони на дію стискаючої сили, прикладеної з випадковим ексцентриситетом e_0 згідно з формулою

$$N \leq \eta \cdot \varphi (R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot A + R_{sc} \cdot A'_s)$$

методом послідовних наближень.

Перше наближення: приймаємо коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi = 1,0$, коефіцієнт армування $\mu = 0,01$, $\eta = 1$ (попередньо призначені розміри перерізу колони (цивільна будівля) $h_c = b_c = 30$ см > 20 см).

Уточнюємо площу перерізу колони A

$$A = \frac{N}{R_b \cdot \gamma_{b2} + R_{sc} \cdot \mu} = \frac{1552,2}{1,45 \cdot 0,9 + 37,5 \cdot 0,01} = 923,9 \text{ см}^2.$$

Необхідний розмір перерізу

$$h_c = b_c = \sqrt{A} = 30,4 \text{ см.}$$

Приймаємо $h_c = b_c = 30$ см (кратно 50 мм).

$$\text{Визначаємо } \frac{N_l}{N} = \frac{1303,12}{1552,2} = 0,83; \quad \lambda = \frac{l_0}{h_c} = \frac{465}{30} = 15,5.$$

Згідно з табл. 4 додатку 1 (інтерполюючи) знаходимо $\varphi_b = 0,795$;
 $\varphi_r = 0,854$.

Друге наближення: приймаємо $\varphi = \varphi_r = 0,854$ і знаходимо

$$R_{sc} \cdot A'_s = \frac{N}{\eta \cdot \varphi} - R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot A = \frac{1552,2}{1 \cdot 0,854} - 1,45 \cdot 0,9 \cdot 30^2 = 643,1 \text{ кН.}$$

$$\text{Коефіцієнт } \alpha = \frac{R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot A} = \frac{643,1}{1,45 \cdot 0,9 \cdot 30^2} = 0,547 > 0,5.$$

Якщо $\alpha > 0,5$, можна приймати $\varphi = \varphi_r$. Ітерації закінчені.

Якщо $\alpha < 0,5$, необхідно уточнити φ ($\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b) \cdot \alpha$)

$$A'_s = \frac{643,1}{37,5} = 17,1 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4Ø25 A400C ($A'_s = 19,63 \text{ см}^2$).

Мінімальний діаметр робочої арматури повинен бути не менше 16 мм.

Перевіряємо $\mu = A'_s/A = 19,63/900 = 0,022 < 0,03$ (3%).

Перевіряємо міцність колони:

$$N \leq N_u$$

$$\begin{aligned} N_u &= \eta \cdot \varphi (R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot A + R_{sc} A'_s) = \\ &= 1 \cdot 0,854 (1,45 \cdot 0,9 \cdot 900 + 37,5 \cdot 19,63) = 1631,7 \text{ кН}. \end{aligned}$$

$$N = 1552,2 \text{ кН} < N_u = 1631,7 \text{ кН}.$$

Умова міцності виконується.

Поперечну арматуру каркасів приймаємо з умови зварювання Ø6 A240C з кроком $S \leq 20d_s = 20 \cdot 2,2 = 44 \text{ см}$, але не більше ширини колони. Приймаємо $S = 30 \text{ см}$.

2.6.3. Конструювання колон

У зоні стику колон встановлюють сітки непрямого армування. Крок сіток не менше 60 мм, але не більше $h_c/3$ і 150 мм. Крок стержнів сіток не менше 45 мм, але не більше $h_c/4$ і 100 мм. Мінімальна кількість сіток - 4 шт. Сітки встановлюємо за довжиною колони від торця не менше $10d$ (d - діаметр робочої поздовжньої арматури).

Приклади конструювання колон промислових і цивільних будов наведені в додатках 6, 7.

2.7. Розрахунок монолітного залізобетонного фундаменту під колонну

2.7.1. Дані для проектування

Приймаємо бетон класу В15 ($R_b = 8,5 \text{ МПа} = 0,85 \text{ кН/см}^2$, $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа} = 0,075 \text{ кН/см}^2$), $\gamma_{b2} = 1,0$. Робоча арматура класу А300С, конструктивна – А240С. Розрахунковий опір ґрунту $R_{ser} = 200 \text{ кН/см}^2 = 0,02 \text{ кН/см}^2$, середня щільність тіла фундаменту і ґрунта над ним $\rho_m = 20 \text{ кН/м}^3$. Призначаємо глибину закладання фундаменту $d = 1,05 \text{ м}$ (з вимоги промерзання для м. Донецька – 0,8-1,0 м, кратно 15 см).

2.7.2. Розрахунок підшви фундаменту

Розрахункове навантаження на фундамент $N = 1458,1 \text{ кН}$, нормативне

$$N_{n.ser} = \frac{N}{\gamma_{fm}} = \frac{1552,2}{1,2} = 1293,5 \text{ кН}.$$

Необхідна площа підшви фундаменту

$$A = \frac{N_{n.ser}}{R_{ser} - \rho_m \cdot d} = \frac{1293,2}{200 - 20 \cdot 1,05} = 7,22 \text{ м}^2.$$

Розмір сторони підшви $a = b = \sqrt{A} = 2,68 \text{ м}$.

Приймаємо $a = b = 2,7 \text{ м}$ (кратно 30 см).

Фактична площа підшви $A = 2,7^2 = 7,29 \text{ м}^2$.

Тиск на фундамент під підшовою фундаменту

$$p = \frac{N}{A} = \frac{1552,2}{7,29} = 212,9 \text{ кН/м}^2 = 0,02 \text{ кН/см}^2.$$

2.7.3. Визначення висоти фундаменту

Висоту фундаменту визначаємо з трьох умов:

а) з умови продавлювання по піраміді, бічні сторони якої починаються біля колони і нахилені під кутом 45° (рис. 12).

$$h_0 = -0,25(h_c + b_c) + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + p}} = -0,25(30 + 30) + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1552,2}{0,075 + 0,02}} = 48,91 \text{ см}.$$

$$h = h_0 + a = 48,91 + 7 = 55,91 \text{ см}.$$

Із конструктивних вимог $h > h_s + 20$ см.

б) висота стакана $h_s > 1,5 h_c + 5 = 1,5 \cdot 30 + 5 = 50$ см,

$$h = 50 + 20 = 70 \text{ см.}$$

в) висота стакана з умови анкерування поздовжньої арматури колони

$$h_s \geq 30d + 5 = 30 \cdot 2,2 + 5 = 71 \text{ см,}$$

$$h = 71 + 20 = 91 \text{ см.}$$

Із вимог a , b , $в$ приймаємо найбільшу висоту $h = 90$ см (кратно 15 см, тобто 75, 90, 105 см і т.д.).

Тому що $a = 2,7$ м $> 2,4$ м фундамент проектують дво- або триступінчатим, якщо $a \leq 2,4$ м фундамент проектують одно- або двоступінчатим, (рис. 12).

2.7.4. Перевірка міцності нижнього уступу на продавлювання

$$P \leq \varphi_b \cdot R_{bt} \cdot u_m \cdot h_0, \quad \text{або} \quad N - p(a_1 + 2h_{01})^2 \leq \varphi_b \cdot R_{bt} \cdot 4(a_1 + h_{01}) \cdot h_{01};$$

$$1552,2 - 0,02(210 + 2 \cdot 23)^2 = 241,48 \text{ кН} < 1,0 \cdot 0,075 \cdot 4(210 + 23) \cdot 23 = 1607,7 \text{ кН.}$$

Міцність на продавлювання забезпечена.

2.7.5. Розрахунок арматури фундаменту

Площу перерізу арматури підосви квадратного фундаменту визначають за умови розрахунку фундаменту на згинання в перерізах 1-1, 2-2, 3-3 за формулами

$$M_{1-1} = 0,125 p(a - a_1)^2 \cdot b = 0,125 \cdot 0,02(270 - 210)^2 \cdot 270 = 2430 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$M_{2-2} = 0,125 p(a - a_2)^2 \cdot b = 0,125 \cdot 0,02(270 - 120)^2 \cdot 270 = 15187,5 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$M_{3-3} = 0,125 p(a - h_c)^2 \cdot b = 0,125 \cdot 0,02(270 - 30)^2 \cdot 270 = 38880 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$A_{s1} = \frac{M_{1-1}}{0,9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{2430}{0,9 \cdot 23 \cdot 28} = 4,19 \text{ см}^2;$$

$$A_{s2} = \frac{M_{2-2}}{0,9 \cdot h_{02} \cdot R_s} = \frac{15187,5}{0,9 \cdot 53 \cdot 28} = 11,37 \text{ см}^2;$$

$$A_{s3} = \frac{M_{3-3}}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{38880}{0,9 \cdot 83 \cdot 28} = 18,6 \text{ см}^2.$$

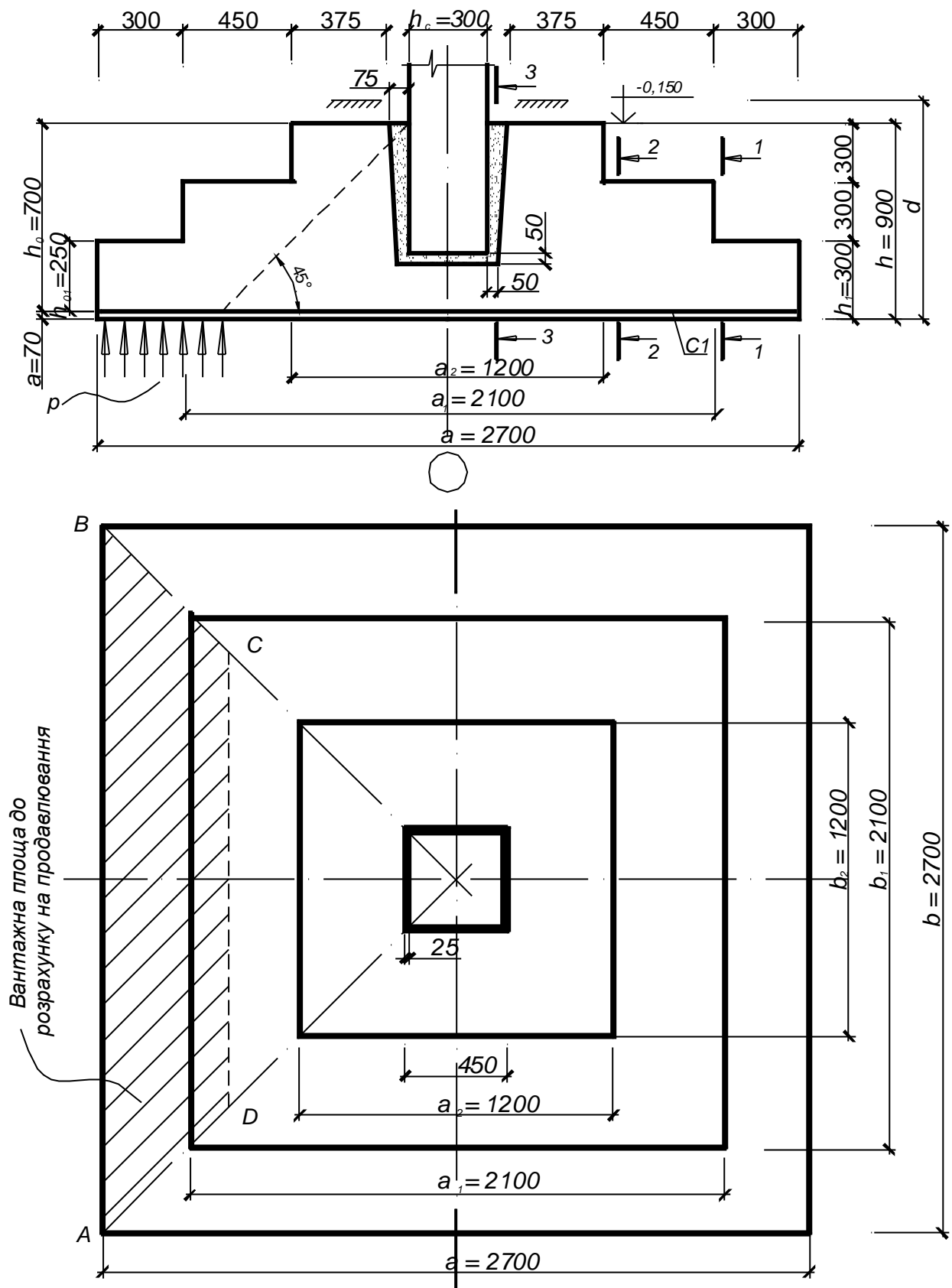


Рис. 12 – Розрахункова схема фундаменту

Приймаємо для армування по підшві зварну сітку з робочими поздовжніми стержнями в обох напрямках. Крок стержнів 15 см, кількість стержнів в одному напрямку – 18 шт.

За максимальною площею арматури (A_{sl}) визначаємо необхідний переріз одного стержня $A_{sl}/18 = 1,03 \text{ см}^2$. Приймаємо $\varnothing 12 \text{ A300C}$ ($A_s = 1,131 \cdot 18 = 20,3 \text{ см}^2$).

Перевірка:

$$\mu_1 = 100 \frac{A_s}{a \cdot h_{01}} = 100 \frac{20,3}{270 \cdot 23} = 0,327 \% < 2,5\% \text{ та } > 0,05\%;$$

$$\mu_2 = 100 \frac{A_s}{a \cdot h_{02}} = 100 \frac{20,3}{270 \cdot 53} = 0,141 \% < 2,5\% \text{ та } > 0,05\%;$$

$$\mu_3 = 100 \frac{A_s}{a \cdot h_0} = 100 \frac{20,3}{270 \cdot 83} = 0,091 \% < 2,5\% \text{ та } > 0,05\%.$$

2.7.6. Конструювання фундаменту

За умови роботи фундаменту на згин нижній його уступ армують сіткою. Стікан армують сітками конструктивно. Крок сіток – не більше 200 мм, першу сітку розташовують на 50 мм нижче верхньої межі фундаменту, діаметр арматури сіток - 6÷8 мм. Сітки стакана утримують у проектному положенні стержнями діаметром 8÷10 мм.

Приклад конструювання фундаменту наведено в додатку 8.

2.8. Розрахунок збірного залізобетонного стрічкового фундаменту під зовнішню стіну

2.8.1. Дані для проектування

Приймаємо бетон класу B15 ($R_b = 8,5 \text{ МПа} = 0,85 \text{ кН/см}^2$, $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа} = 0,075 \text{ кН/см}^2$), $\gamma_{b2} = 1,0$. Робоча арматура класу A300C, конструктивна – A240C. Розрахунковий опір ґрунту $R_{ser} = 200 \text{ кН/см}^2 = 0,02 \text{ кН/см}^2$, середня густина тіла фундаменту і ґрунта над ним $\rho_m = 20 \text{ кН/м}^3$. Призначаємо глибину закладання фундаменту $d = 1,05 \text{ м}$ (з вимоги промерзання для м. Донецька – 0,8-1,0 м, будівля без подвалу).

2.8.2. Розрахунок ширини стрічкового фундаменту

Навантаження на фундамент у рівні 1-го поверху складається з навантажень від покриття, перекрить і власної ваги цегляної стіни.

Навантаження визначають з урахуванням вантажної площі

$$A_{sup} = 0,5 \cdot l_1 \cdot l_2 = 0,5 \cdot 6,1 \cdot 6,4 = 19,52 \text{ м}^2.$$

Розрахункові навантаження:

- від покриття (N_1)

$$N_1 = (g + v)A_{su=p} = 4,68 \cdot 19,52 = 91,35 \text{ кН};$$

- від трьох міжповерхових перекриттів (N_2)

$$N_2 = (n_{нов} - 1) (g + v)A_{sup} = 3 \cdot 11,46 \cdot 19,52 = 671,1 \text{ кН};$$

- від власної ваги зовнішньої цегляної стіни (N_3)

$$N_3 = A_{cm} \cdot h \cdot \rho \cdot \gamma_f$$

де A_{cm} – площа стіни з урахуванням вантажної ширини $b_{sup} = l_2$ та розмірів вікон.

Приймаємо в кожному поздовжньому прольоті одне вікно з розмірами $b_{вік} = 3 \text{ м}$; $h_{вік} = 2,2 \text{ м}$, відстань від низу вікна до рівня підлоги – 0,8-0,75 м.

$$A_{cm} = 19,1 \cdot 6,4 - 2,2 \cdot 3,0 \cdot 4 = 95,84 \text{ м}^2;$$

$$N_3 = 95,84 \cdot 0,51 \cdot 18 \cdot 1,1 = 967,8 \text{ кН}.$$

Повне розрахункове навантаження на фундамент

$$N = N_1 + N_2 + N_3 = 91,35 + 671,1 + 967,8 = 1730,3 \text{ кН}.$$

На 1 м погонної довжини стіни

$$N_\phi = \frac{1730,3}{6,4} = 270,4 \text{ кН/м}.$$

Нормативне навантаження (погонне)

$$N_{\phi.ser} = \frac{N_\phi}{\gamma_m} = \frac{270,4}{1,15} = 235,1 \text{ кН/м}.$$

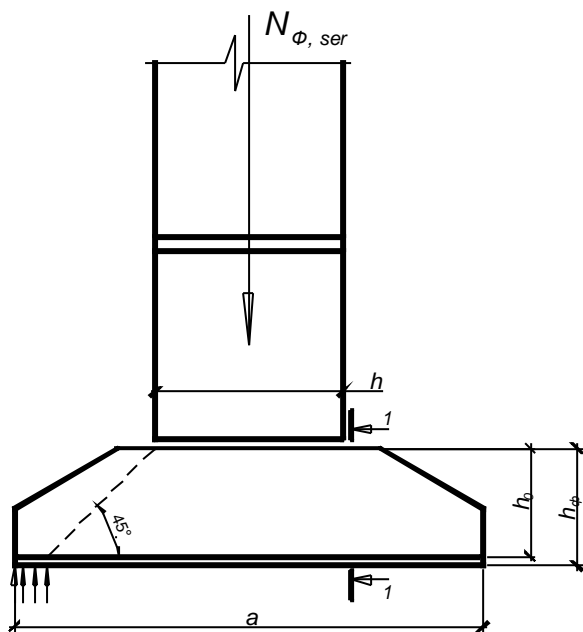


Рис. 13 – Розрахункова схема стрічкового фундаменту

Необхідна ширина підшви фундаменту (рис. 13)

$$a = \frac{N_{\phi, ser}}{R_{ser} - \rho_b \cdot d} = \frac{235,1}{200 - 20 \cdot 1} = 1,31$$

м.

Приймаємо ширину фундаменту $a = 1,4$ м.

Тиск на ґрунт під підшвою фундаменту складає:

$$p = \frac{N}{a \cdot 1} = \frac{270,4}{1,4} = 193 \text{ кН/м}^2 = 0,0193 \text{ кН/см}^2.$$

2.8.3. Визначення висоти фундаменту

За умови продавлювання по поверхні піраміди з нахилом граней під кутом 45° (рис. 13)

$$h_0 = \frac{N_{\phi} - p \cdot h}{2(p + R_{bt})} = \frac{270,4 \cdot 0,01 - 0,0193 \cdot 51}{2(0,0193 + 0,075)} = 9,12 \text{ см.}$$

Конструктивно приймаємо $h_0 = 27$ см, тоді $h_{\phi} = 27 + 3 = 30$ см.

2.8.4. Розрахунок арматури фундаменту

Стрічковий фундамент працює на згин у площині поперечного перерізу (рис. 13). Згинальний момент M_I у розрахунковому перерізі 1-1 на 1 погонний метр довжини дорівнює

$$M_I = 0,125(a - h)^2 \cdot p \cdot 100 = 0,125(140 - 64)^2 \cdot 0,0193 \cdot 100 = 1393,5 \text{ кН·см.}$$

Для армування кожного погонного метра фундаменту потрібна площа арматури

$$A_{s1} = \frac{M_I}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{1393,55}{0,9 \cdot 27 \cdot 28} = 2,05 \text{ см}^2.$$

Приймаємо для армування зварну сітку з робочими стержнями у поперечному напрямку. Крок стержнів 20 см, кількість стержнів на один погонний метр фундаменту – 5 шт. Тоді площа одного стержня $A_{s1}/5 = 2,05/5 = 0,41 \text{ см}^2$. За сортаментом приймаємо мінімальний діаметр арматури для фундаменту, це становить $\varnothing 10 \text{ A300C}$ ($A_s = 0,785 \text{ см}^2$).

Перевірка:

$$\mu = \frac{A_{s1}}{h_0} = \frac{0,785 \cdot 5}{25} = 0,157 \% ; 0,05\% < 0,157 < 2,5\% .$$

Умова виконується.

2.8.5. Конструювання фундаменту

Приймаємо довжину блока фундаменту 2,4 м при його ширині 1,4 м. Із умови роботи фундаменту на згин, армуємо його сіткою, розташованою у нижній його частині. Робоча арматура сіток – поперечна, розташована з кроком 20 см, конструктивна – поздовжня із сталі класу A240C з кроком 20 см. Захисний шар бетону приймаємо 3 см (з підготовкою, або 7 см без підготовки).

Приклад конструювання наведено в додатку 9.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. СНиП 2.03.01-84^{*}. Бетонные и железобетонные конструкции. - М.: Стройиздат, 1985.
2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. - М.: Стройиздат, 1987.
3. ДСТУ 3760-98. Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Общие технические условия. – К.: Госстандарт Украины, 1998. – 20с.
4. Рекомендации по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения. – К.: Госстрой Украины, 2002. – 39 с.
5. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). - М.: Стройиздат, 1977. – 328 с.
6. Байков В.Н., Сигалов Э.В. Железобетонные конструкции. - М.: Стройиздат, 1985.
7. Барашиков А.Я. Залізобетонні конструкції. - К.: Вища школа, 1995.
8. Семенов В.Н. Унификация и стандартизация проектной документации для строительства. - М.: Стройиздат, 1985.

Додаток 1

Таблиця 1 - Розрахункові опори важкого бетону і
його початковий модуль пружності, МПа

Розрахункові параметри	Клас бетону за міцністю при стисканні							
	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
Для першої групи граничних станів								
Осьовий стиск (призмova міцність) R_b	6	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0
Осьовий розтяг R_{bt}	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,2	1,3	1,4
Початковий модуль пружності бетону E_b	$18 \cdot 10^3$	$21 \cdot 10^3$	$23 \cdot 10^3$	$27 \cdot 10^3$	$30 \cdot 10^3$	$32,5 \cdot 10^3$	$34,5 \cdot 10^3$	$36 \cdot 10^3$

Таблиця 2 - Розрахункові опори і модуль пружності арматури, МПа

Клас арматури	Розрахунковий опір			Модуль пружності E_s
	Для розрахунку за першою групою граничних станів			
	розтягу		стиску	
	R_s	R_{sw}	R_{sc}	
Стержньова арматура класу				
A240C	225	175	225	$21 \cdot 10^4$
A300C	280	225	280	$21 \cdot 10^4$
A400C				
Ø6...8	355	285	365	$20 \cdot 10^4$
Ø10...40	375	290	375	$20 \cdot 10^4$
Дротова арматура класу Вр-1				
Ø3 мм	375	270	375	$17 \cdot 10^4$
Ø4 мм	365	265	365	$17 \cdot 10^4$
Ø5 мм	360	260	360	$17 \cdot 10^4$

Таблиця 3 - Геометричні характеристики перерізу стиснутої зони
(табличні коефіцієнти)

ξ	η	A_o	ξ	η	A_o	ξ	η	A_o
0,01	0,995	0,01	0,24	0,88	0,211	0,47	0,765	0,36
0,02	0,99	0,02	0,25	0,875	0,219	0,48	0,76	0,365
0,03	0,985	0,03	0,26	0,87	0,226	0,49	0,755	0,37
0,04	0,98	0,039	0,27	0,865	0,234	0,50	0,75	0,375
0,05	0,975	0,049	0,28	0,86	0,241	0,51	0,745	0,38
0,06	0,97	0,058	0,29	0,855	0,248	0,52	0,74	0,385
0,07	0,965	0,068	0,30	0,85	0,255	0,53	0,735	0,39
0,08	0,960	0,077	0,31	0,845	0,262	0,54	0,73	0,394
0,09	0,955	0,086	0,32	0,84	0,269	0,55	0,725	0,399
0,10	0,95	0,095	0,33	0,835	0,276	0,56	0,72	0,403
0,11	0,945	0,104	0,34	0,83	0,282	0,57	0,715	0,407
0,12	0,94	0,113	0,35	0,825	0,289	0,58	0,71	0,412
0,13	0,935	0,122	0,36	0,82	0,295	0,59	0,705	0,416
0,14	0,93	0,13	0,37	0,815	0,302	0,6	0,70	0,42
0,15	0,925	0,139	0,38	0,81	0,308	0,61	0,695	0,424
0,16	0,95	0,147	0,39	0,805	0,314	0,62	0,69	0,428
0,17	0,915	0,156	0,40	0,80	0,32	0,63	0,685	0,432
0,18	0,91	0,164	0,41	0,795	0,326	0,64	0,68	0,435
0,19	0,905	0,172	0,42	0,79	0,332	0,65	0,675	0,439
0,20	0,90	0,18	0,43	0,785	0,335	0,66	0,67	0,442
0,21	0,895	0,188	0,44	0,78	0,343	0,67	0,665	0,446
0,22	0,89	0,196	0,45	0,775	0,349	0,68	0,66	0,449
0,23	0,885	0,204	0,46	0,77	0,354	0,69	0,655	0,452

Таблиця 4 - Коефіцієнти φ_b і φ_r

φ_b									φ_r								
$\frac{N_l}{N}$	При l_o/h_c								$\frac{N_l}{N}$	При l_o/h_c							
	≤ 6	8	10	12	14	16	18	20		≤ 6	8	10	12	14	16	18	20
0	0.93	0.92	0.91	0.9	0.89	0.88	0.86	0.84	0	0.93	0.92	0.91	0.9	0.89	0.88	0.86	0.84
0.5	0.92	0.91	0.9	0.89	0.86	0.82	0.78	0.72	0.5	0.92	0.92	0.91	0.89	0.88	0.86	0.83	0.79
1	0.92	0.91	0.89	0.86	0.82	0.76	0.69	0.61	1	0.92	0.91	0.9	0.89	0.87	0.84	0.79	0.74

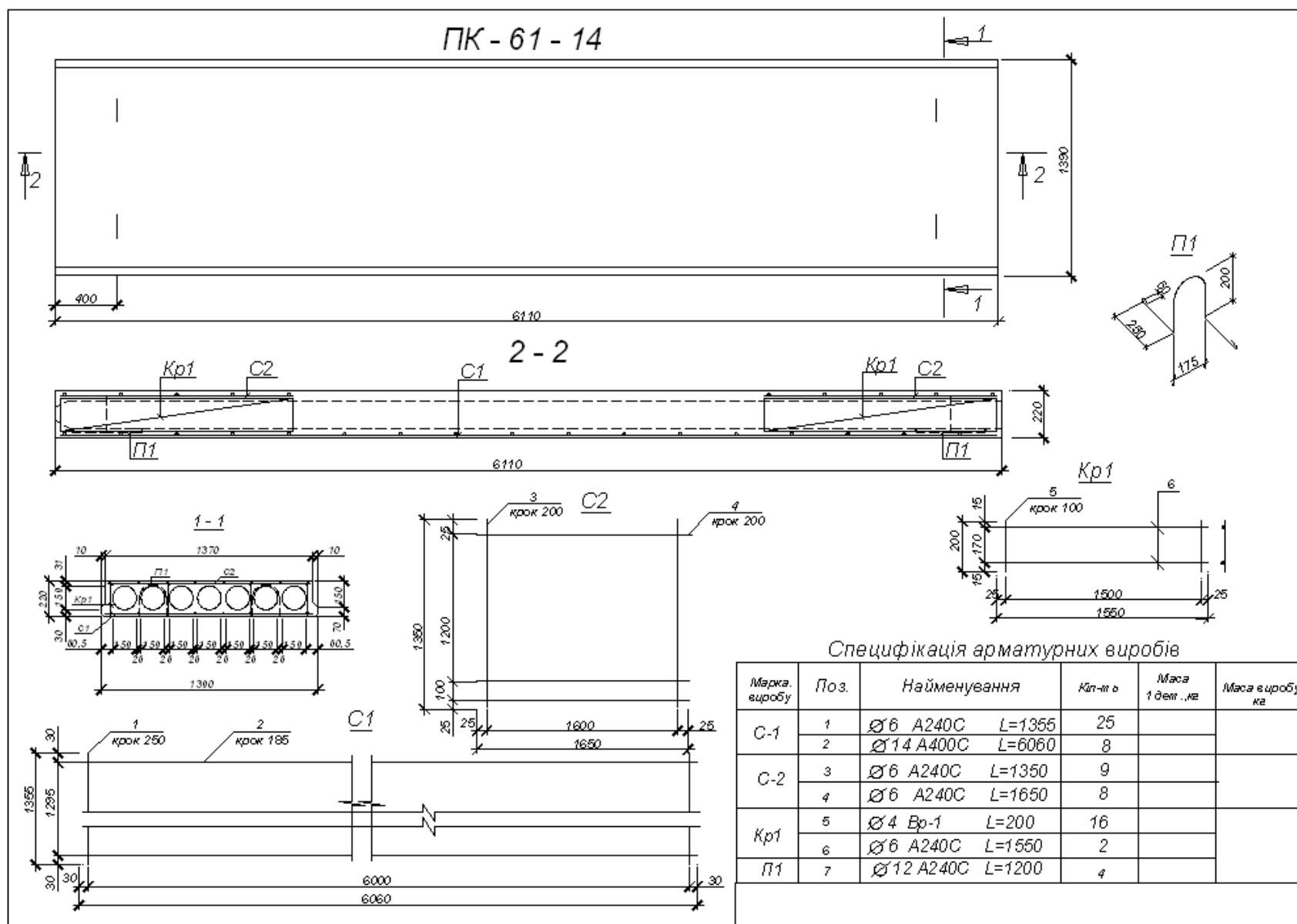
Таблиця 5 - Коефіцієнти ξ_y і A_y

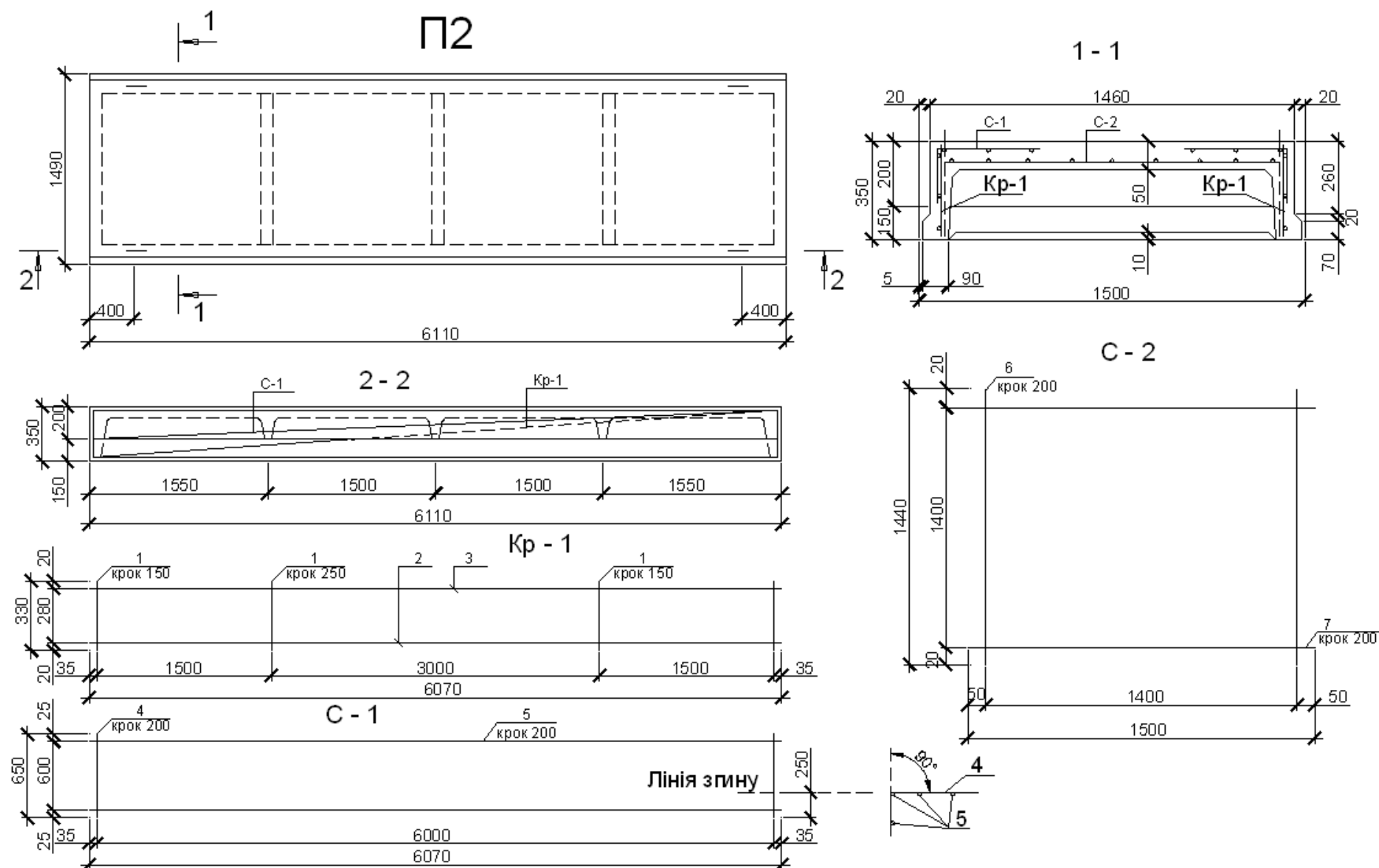
Клас арматури	γ_{b2}	B15 ($R_b = 8,5$ МПа)		B20 ($R_b = 11,5$ МПа)		B25 ($R_b = 14,5$ МПа)		B30 ($R_b = 17,0$ МПа)	
		ξ_y	A_y	ξ_y	A_y	ξ_y	A_y	ξ_y	A_y
A300C $R_s = 280$	1.0	0.648	0.438	0.620	0.428	0.593	0.417	0.571	0.408
	0.9	0.671	0.446	0.644	0.437	0.617	0.427	0.595	0.418
A400C $R_s = 375$	1.0	0.618	0.427	0.590	0.416	0.563	0.404	0.541	0.395
	0.9	0.646	0.437	0.618	0.427	0.591	0.416	0.568	0.407

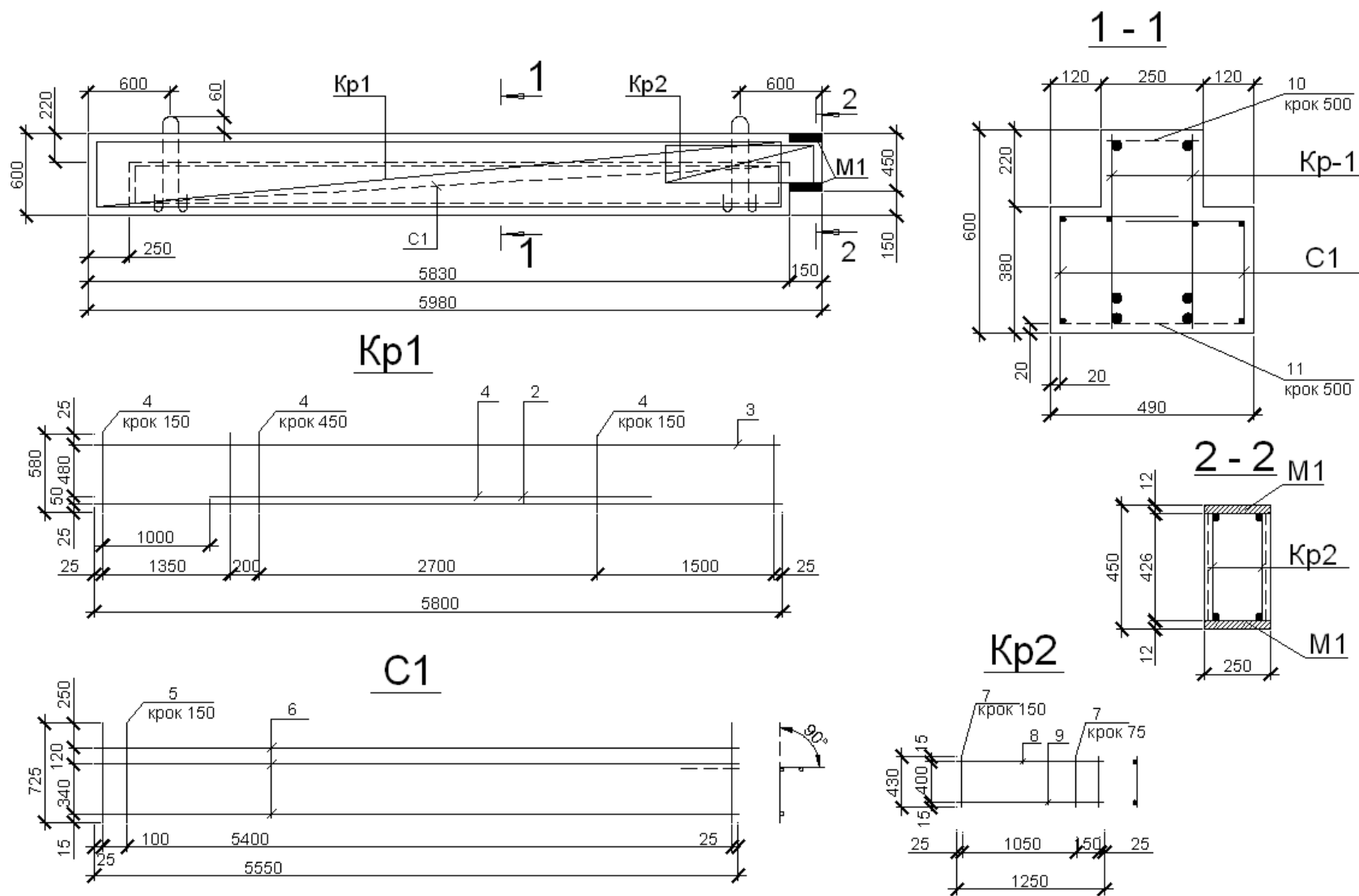
Таблиця 6 - Сортамент арматури

Діаметр мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, см ² , при кількості стержнів									Теоре- тична вага, кг	Діаметри для арматури класів			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240C	A300C	A400C	Bp-1
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,055				+
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,130	0,099				+
5	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,375	1,571	1,767	0,154				+
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,7	1,98	2,26	2,54	0,222	+		+	
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	+		+	
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617	+	+	+	
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	+	+	+	
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	+	+	+	
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	+	+	+	
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	+	+	+	
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	2,466	+	+	+	
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	+	+	+	
25	4,909	9,82	14,73	19,63	25,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,84	+	+	+	
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,83	+	+	+	
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	6,31	+	+	+	
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,99	+	+	+	
40	12,566	25,13	37,7	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	9,865	+	+	+	

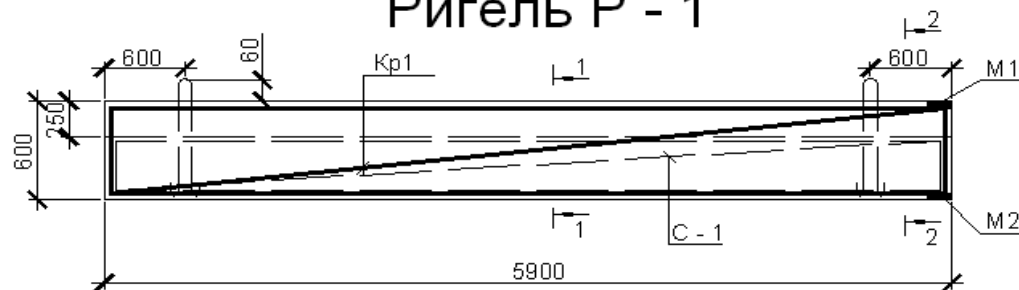
Примітка: Знак “+” визначає наявність діаметра у сортаменті для арматури даного класу



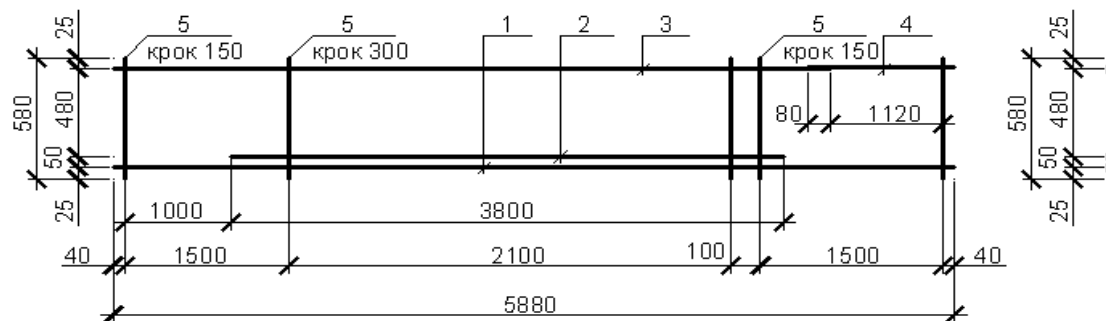




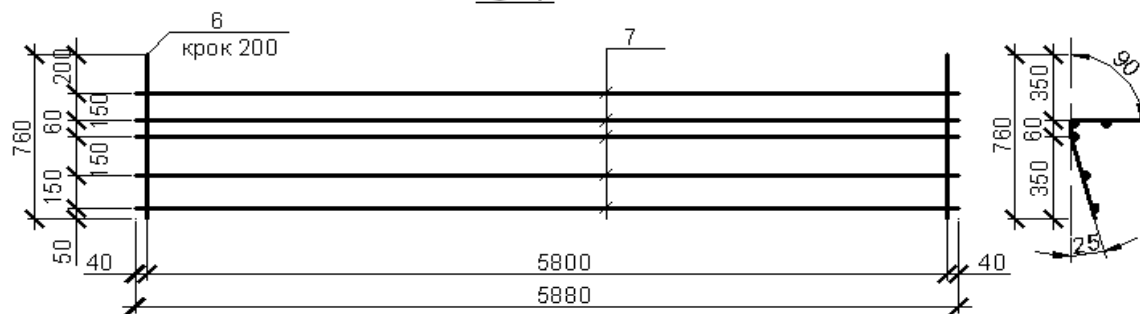
Ригель Р - 1



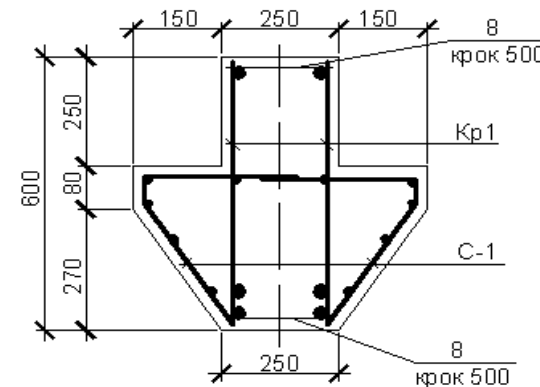
Kp1



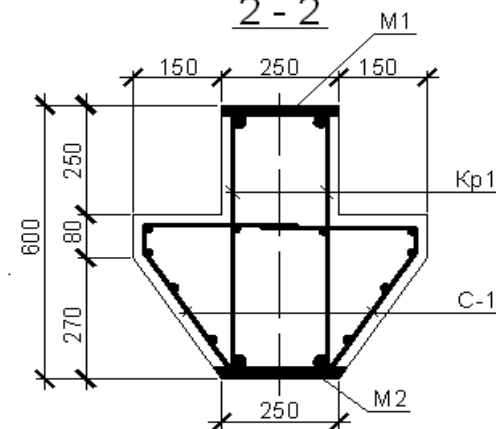
C-1

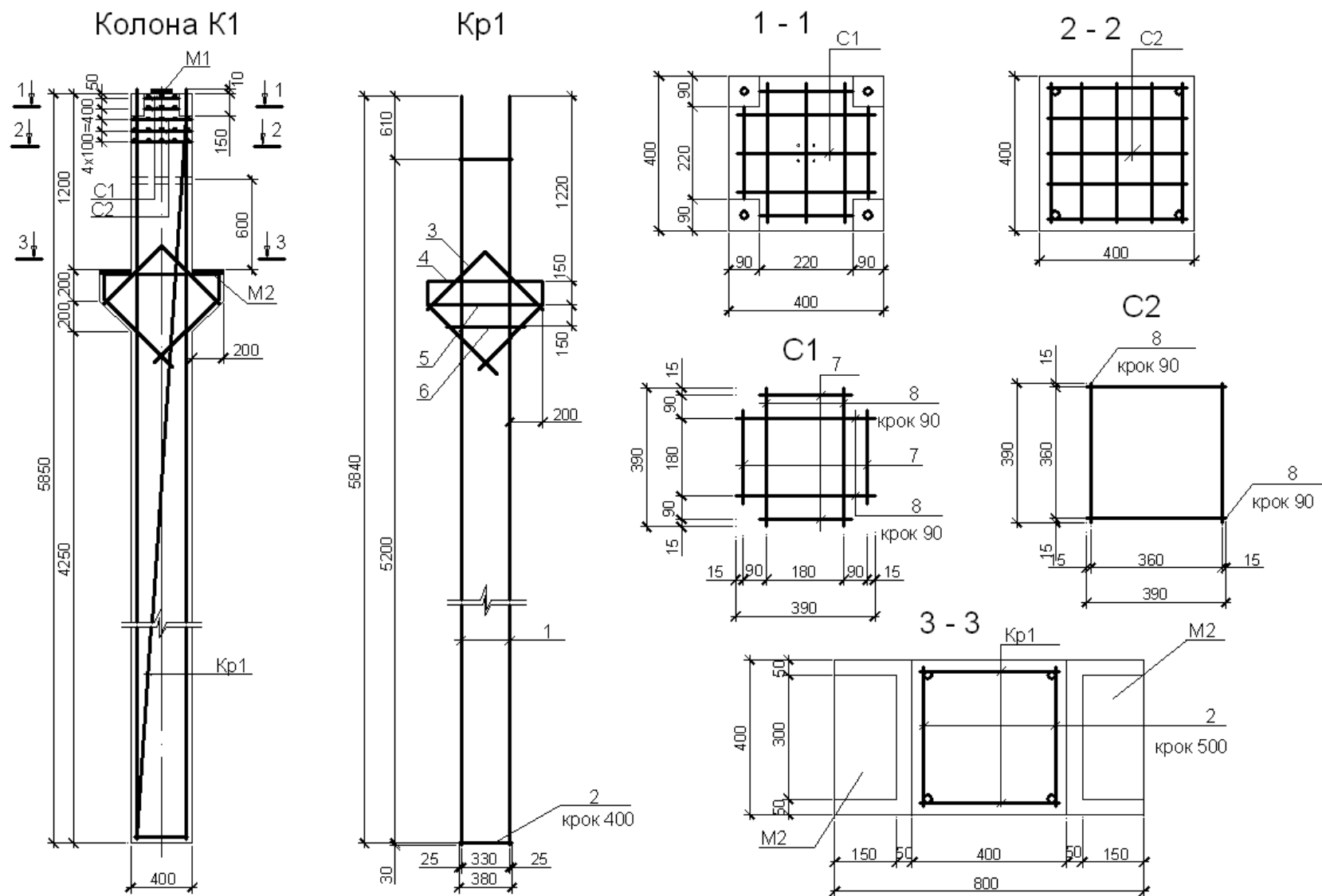


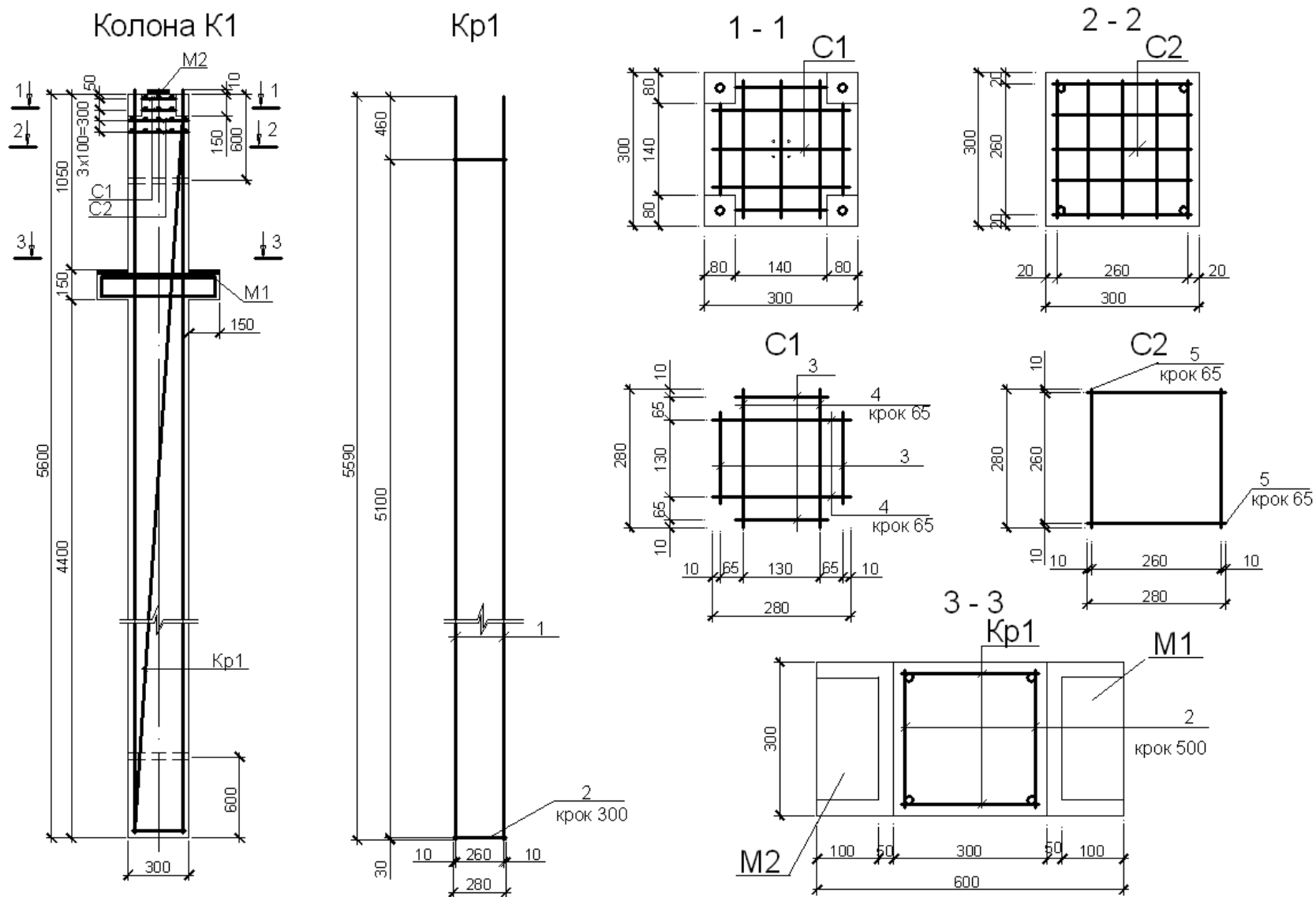
1 - 1

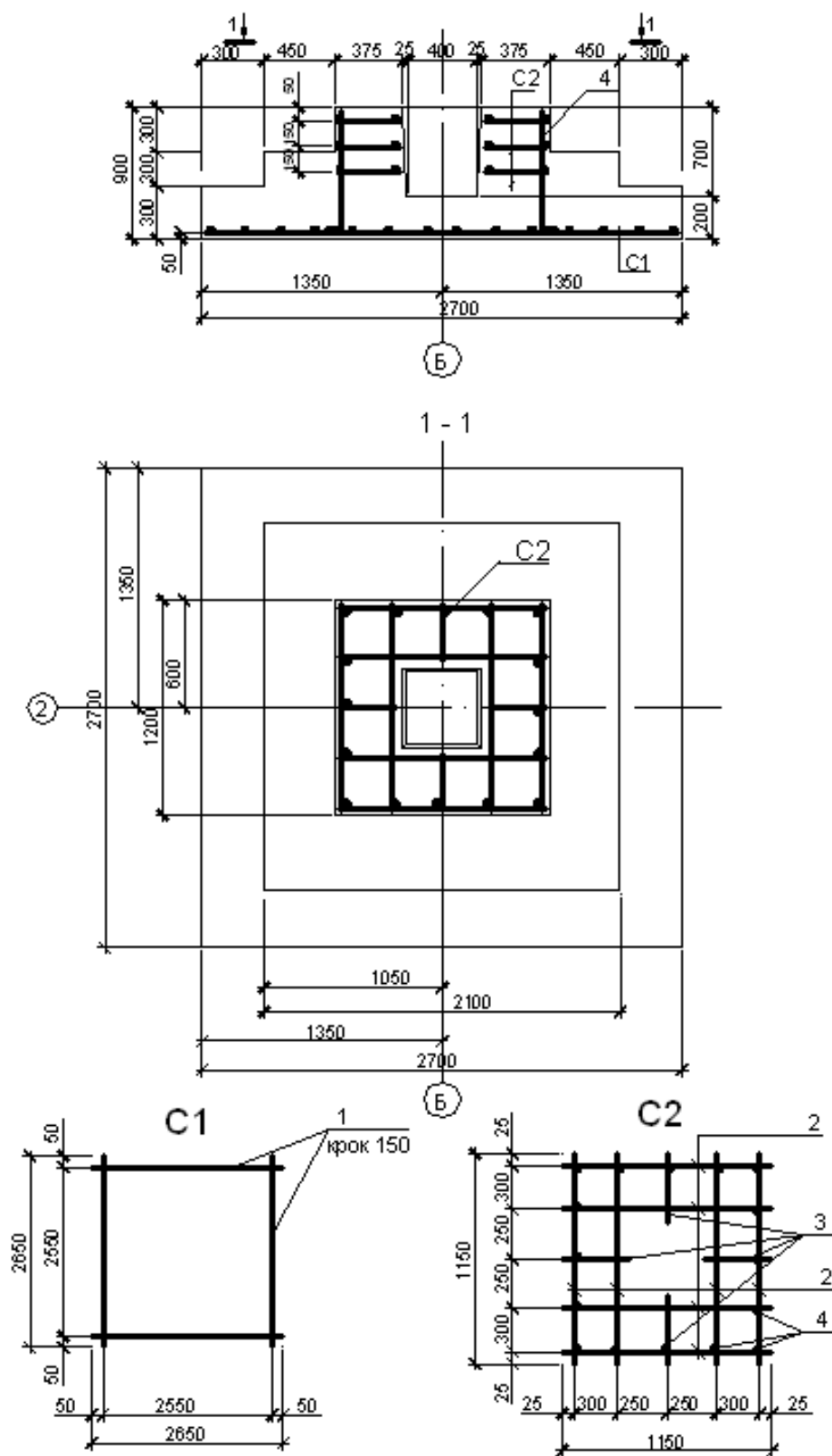


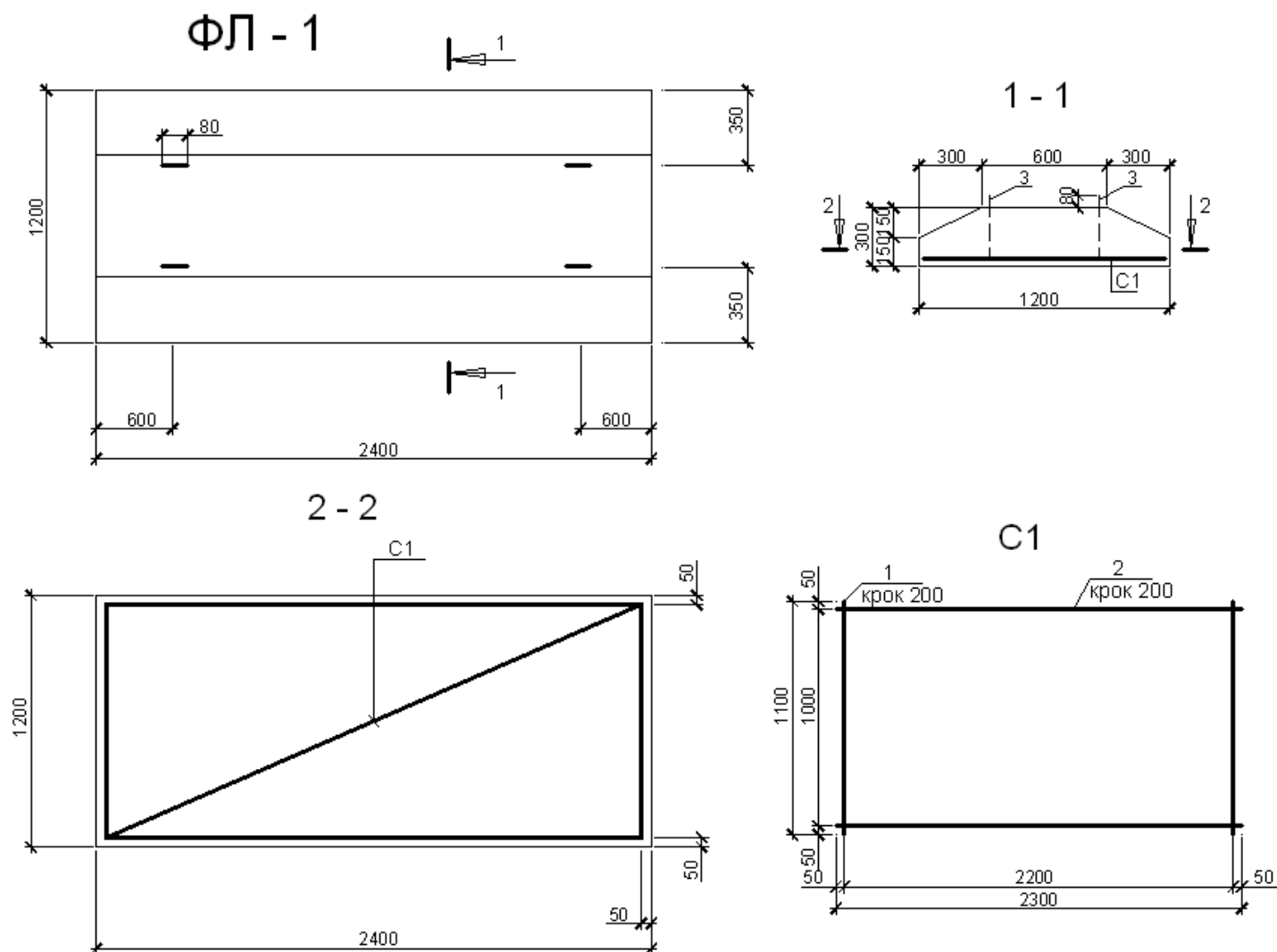
2 - 2











Навчальне видання

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання курсового проекту із залізобетонних конструкцій
(для студентів 3, 4 курсів денної і заочної форм навчання
спеціальностей 6.092103 - МБГ і 6.092103 - ТОРiРБ)

Геннадій Анатолійович Молодченко
Валерій Самуїлович Шмуклер
Ніна Олексіївна Псурцева
Оксана Михайлівна Пустовойтова
Олег Володимирович Пустовойтов

Відповідальний за випуск: доц. О.М.Шаповалов

Редактор: Н.З. Аляб'єв

План 2005, поз. 219

Підп. до друку 10.2005 Формат 60×84 1/16 Папір офісний. Друк на ризографі
Умовн.-друк. арк. 2,5 Тираж 150 прим.

Зам. № Ціна договірна.

61002, Харків, ХНАМГ, вул. Революції, 1 Сектор оперативної поліграфії ІОЦ
ХНАМГ

61002, Харків, ХНАМГ, вул. Революції, 12.